

MÉTODOS DE CÁLCULO DE ATRITO NEGATIVO
EM ESTACAS - ESTUDO E DISCUSSÃO

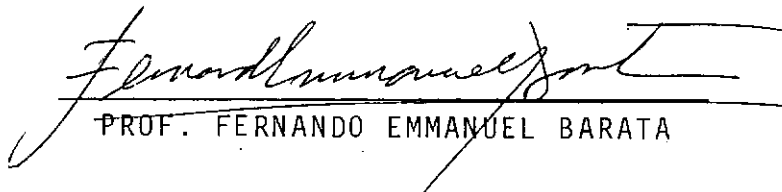
PEDRO MURRIETA SANTOS NETO

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DE
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

Aprovada por:



PROF. MÁRCIO MIRANDA SOARES
(Presidente)



PROF. FERNANDO EMMANUEL BARATA



PROF. JOSÉ ALBERTO RAMALHO ORTIGÃO

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 1981

SANTOS NETO, PEDRO MURRIETA

Métodos de Cálculo de Atrito Negativo em Estacas - Estudo e Discussão. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1981.

ix, 241 pp. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1981).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Faculdade de Engenharia.

- | | | |
|--------------------|--------------------|-----------------------|
| 1. Atrito Negativo | 2. Estacas | 3. Métodos de Cálculo |
| I. COPPE/UFRJ | II. Título (Série) | |

À Zuldalice,
e meus pais.

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Prof. Márcio Miranda Soares, pelos ensinamentos, sugestões e dedicação como orientador da Tese.

Ao Prof. Dirceu de Alencar Velloso e Nelson Aoki pelas inestimáveis sugestões.

Ao Nicanor e Naide pelo apoio e incentivo.

A todos os Professores da COPPE pelos valiosos ensinamentos transmitidos durante o curso de pós-graduação.

À Norma, Sueli e Maysa pelo trabalho de datilografia.

À Fátima pelos desenhos.

Ao Athail pelo exemplo.

R E S U M O

Este trabalho apresenta um estudo bibliográfico do Atrito Negativo em estacas.

Os principais métodos de cálculo são analisados e são feitas considerações de como tratar este fenômeno nos projetos de Fundação Profunda.

Mostra-se a aplicação das diferentes proposições de sua estimativa a duas situações de campo.

S U M M A R Y

This work presents a state of art of negative skin friction on piles.

The most usual calculation methods and how to deal with this problem in deep foundation design are discussed.

Two field problems were analyzed according to the above cited methods.

I N D I C E

	<u>Página</u>
I. INTRODUÇÃO	1
II. ATRITO NEGATIVO - DEFINIÇÃO E CAUSAS	5
II.1 - Definição	6
II.2 - Causas	7
II.2.1 - Alívio ou Rebaixamento do Lençol Freático	7
II.2.2 - Sub-Adensamento de Argilas	10
II.2.3 - Amolgamento do Terreno Devido à Cra- vação	11
II.2.4 - Colocação de Sobrecarga na Superfície do Terreno.....	18
II.2.5 - Flutuação Natural do Nível D'Água .	21
II.2.6 - Recalques Provocados pelo Desloca- mento de Estruturas de Contenção ..	24
III. ATRITO NEGATIVO - TÓPICOS ESPECIAIS	27
III.1 - Fatores que Afetam o Valor do Atrito Negati- vo	28
III.2 - Existência do Ponto Neutro	31
III.3 - Evolução do Atrito Negativo com o Tempo	33
III.4 - Atrito Negativo em Estacas Isoladas e em Gru- pos de Estaca	41

III.5 - Como Levar em Conta em Projeto de Fundação o Atrito Negativo	42
III.6 - Redução do Atrito Negativo	46
IV. COMENTÁRIOS SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO	57
V. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS	80
V.1 - Apresentação do Caso I	81
V.2 - Apresentação do Caso II	82
V.3 - Comentários Sobre os Resultados	87
VI. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES	89
ANEXOS:	
I. MÉTODO DE TERZAGHI, K. e PECH, R.B. (1948)	95
I.1 - Apresentação	96
II. MÉTODO DE MORETTO e BOLOGNESI (1959)	100
II.1 - Apresentação	101
III. MÉTODO DE BUISSON, AHU e HABIB (1960)	104
III.1 - Apresentação	105
III.2 - Utilização do Método	109
IV. MÉTODO DE ELMASRY (1963)	119
IV.1 - Apresentação	120

V.	MÉTODO DE JOHANNESSEN e BJERRUM (1965)	124
	V.1 - Apresentação	125
VI.	MÉTODO DE JOHNSON e KAVANAGH (1963)	127
	VI.1 - Apresentação	128
VII.	MÉTODO DE BEER e WALLAYS (1968)	135
	VII.1 - Apresentação	136
	VII.2 - Utilização do Método	142
VIII.	MÉTODO DE BOWLES (1968)	156
	VIII.1 - Apresentação	157
IX.	MÉTODO DE ENDO, MINOU, KAWASAKI e SHIBATA (1969) ..	162
	IX.1 - Apresentação	163
X.	MÉTODO DE POULOS e MATTES (1969)	165
XI.	MÉTODO DE ZEEVAERT (1972)	169
	XI.1 - Apresentação	170
	XI.2 - Utilização do Método	176
XII.	MÉTODO DE SOARES (1974)	200
	XII.1 - Apresentação	201
	XII.2 - Utilização do Método	201
XIII.	MÉTODO DE KEZDI (1975)	207
	XIII.1 - Apresentação	208

XIII.2 - Utilização do Método	209
XIV. MÉTODO DE POULOS e DAVIS (1975)	214
XIV.1 - Apresentação	215
XV. INSTRUMENTAÇÃO EM ESTACAS SUJEITAS A ATRITO NEGATI- VO	224
BIBLIOGRAFIA	231

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

I. INTRODUÇÃO

O conhecimento do Atrito Negativo é bastante antigo.

A primeira constatação de tal fenômeno foi feita na Holanda, a quase 50 anos. Neste caso, reportado por TERZAGHI e PECK (1948), prédios com fundações em estacas de ponta cravadas através de uma camada de argila muito mole, recalçaram excessivamente quando no local foi colocado uma camada de aterro.

O mecanismo de formação de Atrito Negativo está bem compreendido e basicamente, surge em determinados trechos da estaca quando nestes trechos o recalque do solo que a envolve é maior que o recalque da estaca.

A bibliografia internacional sobre este assunto é relativamente vasta, no entanto, poucos autores brasileiros escreveram sobre o tema embora certamente tenham previsto o Atrito Negativo em muitos projetos de fundação, como é o caso das estacas do Porto do Rio Grande, Terminal de Carga Geral, Trigo e Soja.

Sobrecargas devidas a este fenômeno surgiram nas estacas de diversos prédios adjacentes à vala do METRÔ - RJ.

MORETTO e BOLOGNESI (1959), CHELLIS (1961), ELMASRY (1963), entre outros, apresentaram vasta relação de casos de danos e até colapso de estruturas, cuja a causa principal foi o Atrito Negativo que se desenvolveu nas estacas.

O objetivo do presente trabalho é reunir os principais procedimentos de cálculo desta sobrecarga fazendo uma análise crítica de suas hipóteses e aplicações bem como, a partir deste estudo bibliográfico, comentários gerais que facilitem aos engenheiros geotécnicos o entendimento do fenômeno e como tratá-lo.

O Capítulo II aborda as situações que podem levar à ocorrência do Atrito Negativo. São apresentadas com detalhes as causas que mais comumente o provocam, e até uma possível causa ocorrida em Brasília que aparentemente pôde induzir Atrito Negativo.

No Capítulo III são comentados alguns pontos importantes de interesse prático para projetistas de fundações.

No Capítulo IV comenta-se os principais métodos de previsão. Aborda-se as hipótese que se baseiam, a facilidade e campo de aplicação etc..., e apresenta-se um quadro resumo destes métodos.

No Capítulo V mostra-se casos reais de ocorrência de Atrito Negativo com os resultados da aplicação dos métodos vistos no Capítulo IV. Quatro destes métodos são usados em uma situação diferente em virtude de exigirem ensaios específicos ou não se adaptarem à situação do exemplo de cálculo.

A idéia inicial de se usar um caso real de estaca instrumentada que serviria como referência para se selecionar os melhores métodos de previsão de Atrito Negativo teve que ser aban

donada porque na bibliografia disponível não existe nenhum caso do tipo, cujo conhecimento dos seus parâmetros permitissem esta aplicação única.

No Capítulo VI são apresentados comentários gerais com base no estudo feito. Apresenta-se sugestões de como considerar o Atrito Negativo e se indica os métodos que parecem fornecer os melhores resultados para cálculo do Atrito Negativo.

Os procedimentos de cálculo dos diversos métodos considerados são descritos nos ANEXOS bem como sua aplicação detalhada a dois casos típicos. Tentou-se aí uma apresentação mais didática face à dificuldade de aplicação de alguns métodos. O último anexo apresenta um estudo sobre instrumentação em estacas sujeitas a Atrito Negativo.

Espera-se que este trabalho venha trazer alguma contribuição ao estudo de Atrito Negativo no Brasil.

CAPÍTULO II - ATRITO NEGATIVO - DEFINIÇÃO E CAUSAS

II. ATRITO NEGATIVO - DEFINIÇÃO E CAUSAS

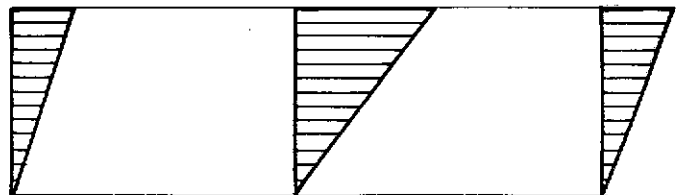
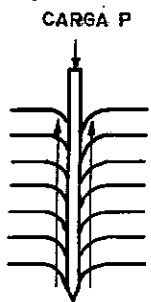
II.1 - Definição

Quando o recalque do solo que envolve a estaca é maior que o recalque desta, surge na estaca uma sobrecarga denominada de Atrito Negativo.

O sentido do atrito lateral em estacas é o do movimento do solo adjacente em relação à estaca.

Quando a estaca recalca sobre ação de cargas, o movimento relativo da massa de solo é para cima e o atrito lateral é positivo - Fig. (II.1.a).

Se a massa de solo recalca mais que a estaca o sentido do atrito lateral é para baixo e por isto é chamado Atrito Negativo - Fig. (II.1.b).



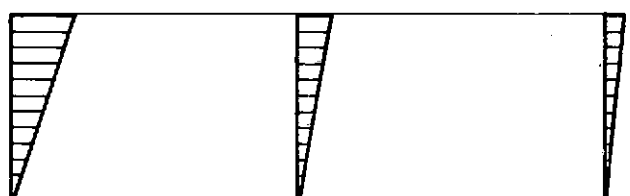
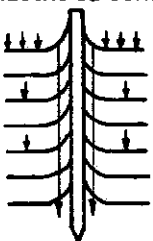
REC. DO SOLO

REC. DA ESTACA

REC. RELATIVO
ESTACA - SOLO

a) ATRITO POSITIVO — A estaca recalca mais que o solo

PRESSÃO DE CONSOLIDAÇÃO



REC. DO SOLO

REC. DA ESTACA

REC. RELATIVO
SOLO - ESTACA

b) ATRITO NEGATIVO — A estaca recalca menos que o solo

FIG. II.1 — Mecanismos de formação.

O Atrito Negativo cresce em importância pelo fato de influir no comportamento carga-recalque de uma estaca e, portanto, na capacidade de carga da estaca.

II.2 - Causas

Em última análise as causas que provocam recalques em solos atravessados por estacas, podem induzir Atrito Negativo.

Considerando a causa imediata dos recalques, pode-se dividir em 6 grupos:

- Alívio ou Rebaixamento do lençol freático;
- Sub-adensamento de argilas;
- Amolgamento do terreno devido à cravação;
- Colocação de sobrecargas na superfície do terreno;
- Flutuação natural do nível d'água;
- Recalques provocados pelo deslocamento de estruturas de contenção.

II.2.1 - Alívio ou Rebaixamento do Lençol Freático

O alívio ou rebaixamento do lençol é, muitas vezes, indispensável para se executar escavações profundas, como por exemplo em obras subterrâneas urbanas, tais como METRÔS.

No caso de alívio de pressão em aquíferos confinados o processo de adensamento pode ser melhor visualizado com a transcrição do modelo apresentado por BARATA et al (1970).

O modelo admite:

- não ocorrência de artesianismo no aquífero confinado;
- possibilidade de reduzir a poro - pressão no aquífero confinado sem afetar o lençol superior durante um longo tempo.

Bombeando-se a água do aquífero confinado - Fig. (II.2) - produz-se um rebaixamento ΔH em B, que será mantido enquanto perdurar o bombeamento. Ocorre, então, a tendência de baixar os níveis de todos os piezômetros entre A e B para que seja alcançado o nível piezométrico final, dado pela linha ab_1 , correspondente ao chamado caso de fluxo constante.

Face à baixa permeabilidade da argila as colunas de água d_1 , d_2 e d_3 não descem de imediato - seu descenso se dará ao longo do tempo inversamente proporcional à permeabilidade do terreno.

Assim, no instante inicial do rebaixamento, as colunas d_1 , d_2 e d_3 passam a apresentar excesso de poro-pressão em relação ao novo diagrama de pressão hidrostática criado pelo alívio do lençol inferior.

A dissipação deste excesso de pressão em consequência do gradiente hidráulico ($i = \frac{\Delta h}{d}$) provoca recalques por adensamento na camada argilosa o que leva a recalques na camada arenosa subjacente.

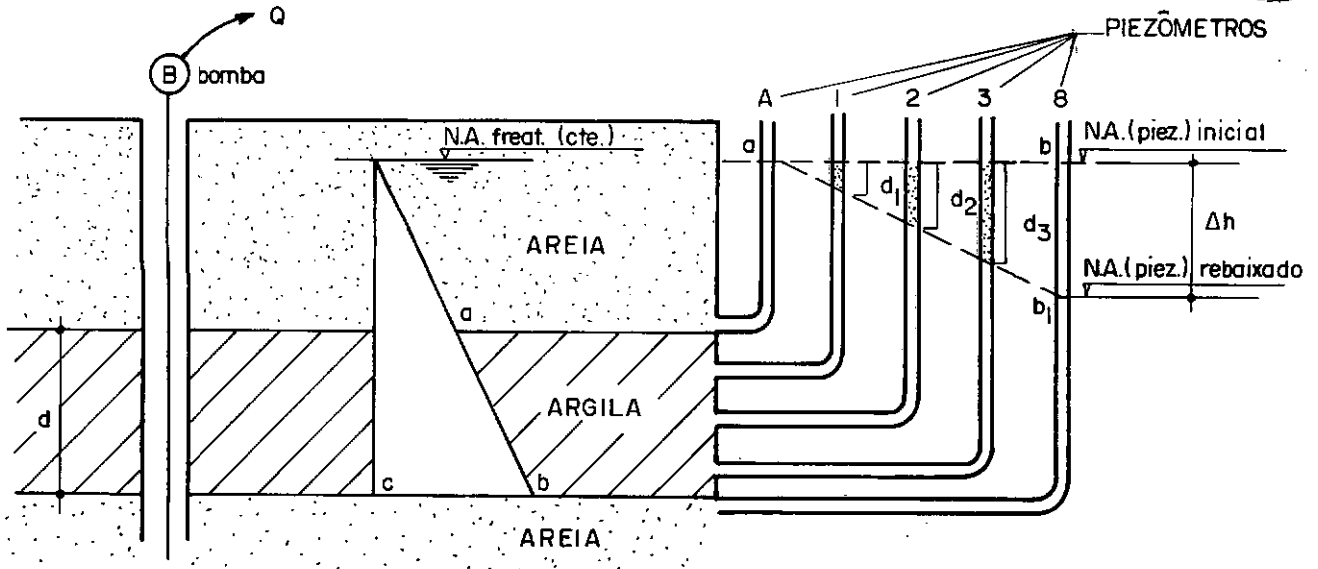


FIG. II.2 — Alívio do lençol freático (apud Barata et al , 1970).

O processo de adensamento devido a rebaixamento do lençol é semelhante ao anterior, conforme mostra a fig. (II.3).

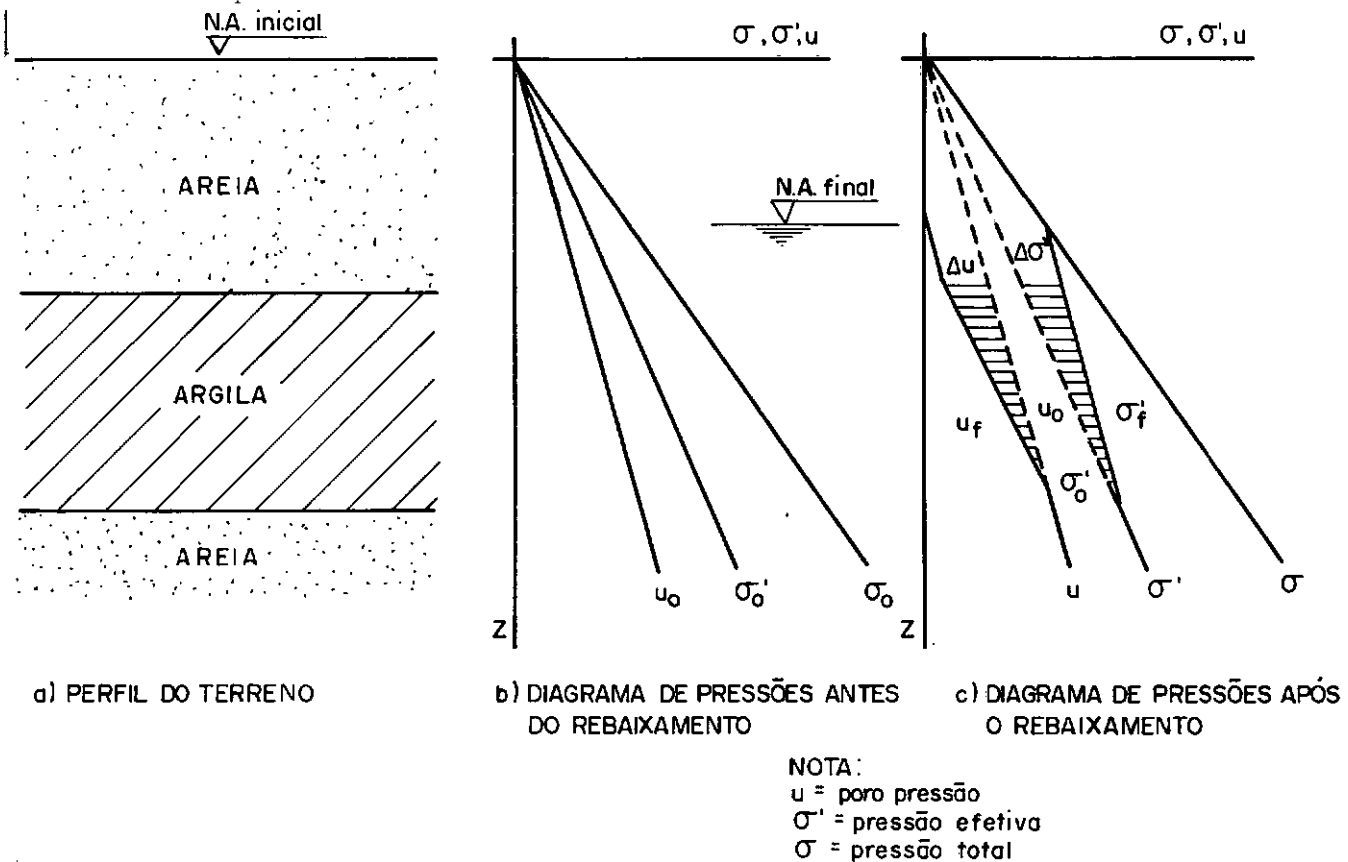


FIG. II.3 — Rebaixamento do lençol freático.

As zonas hachuradas da fig. (II.3.c) indicam o excesso de poro-pressão e o conseqüente acréscimo de pressões efetivas que ocorrerá na camada de argila.

Tanto no caso de rebaixamento, quanto no de alívio de lençol confinado, se houvesse uma fundação profunda que atravessasse a camada superior de areia e a de argila para transmitir cargas a camadas resistentes subjacentes, os recalques naquelas camadas certamente seriam maiores do que os que porventura ainda estivessem ocorrendo na fundação, o que ocasionaria sobrecargas devidas ao Atrito Negativo nas mesmas.

II.2.2 - Sub-Adensamento de Argilas

Quando a estaca atravessa camadas de argilas sub-adensadas (i.e., que ainda estão se adensando devido ao peso próprio) os recalques que ocorrerão na argila induzirão Atrito Negativo na estaca - fig. (II.4)

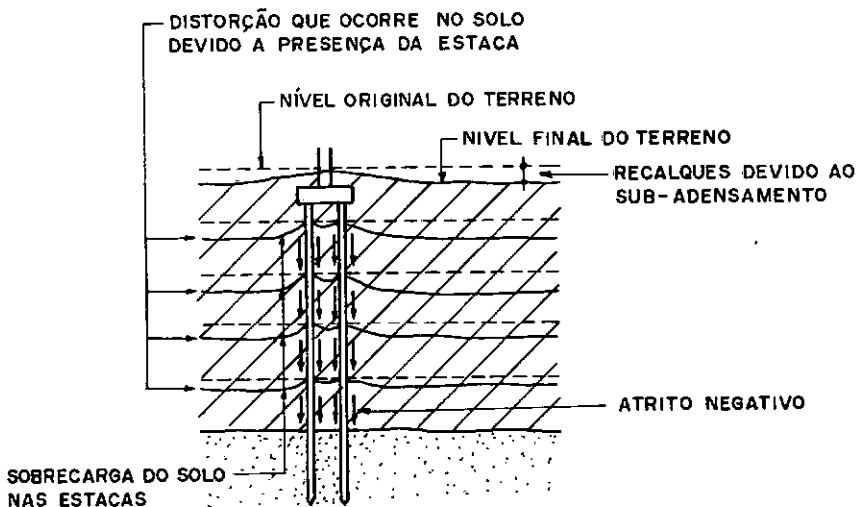


FIG. II.4 - Atrito negativo devido ao sub-adensamento da argila.

II.2.3 - Amolgamento do Terreno Devido à Cravação

Os resultados de uma pesquisa feita por CASAGRANDE, A. (1932) em argilas plásticas de Laurentian Valley (Canadá) e de Boston (Massachussets), mostraram pela primeira vez que, em algumas argilas, havia um grande acréscimo em sua compressibilidade quando sua estrutura era amolgada.

Considere-se um estrato de argila mole, saturada, do tipo que perde considerável parcela de resistência ao cisalhamento quando sua estrutura é destruída ou, pelo menos, perturbada.

A cravação de uma estaca nesse terreno obriga que um volume de terreno igual ao da estaca seja deslocado.

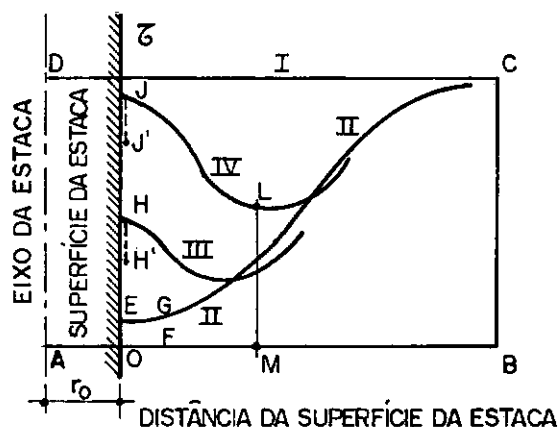
Admitindo-se que, com a cravação o terreno se desloca horizontalmente e de forma igual em todas as direções, e se r_0 é o raio da estaca, o anel de solo completamente amolgado seria:

$$\overline{r_0} = \sqrt{2} \, r_0 \quad (II.1)$$

A argila perde parte de sua resistência em pontos próximos à estaca - quanto mais sensível for a argila maior será esta perda - e somente uma parcela relativamente pequena de atrito existe durante a cravação.

Na fig. (II.6), uma estaca de raio r_0 é cravada em um maciço argiloso.

As várias curvas mostram a possível variação da resistência da argila com a distância à superfície lateral da estaca ao longo do tempo.



NOTA: Curvas I, II, III, IV - resistência ao cisalhamento do solo.

FIG. II.6 - Recuperação de resistência do solo x tempo (apud Taylor, 1966).

A curva I representa a resistência ao cisalhamento da argila antes da cravação da estaca. A resistência no ponto "B" é BC se o solo é homogêneo.

Imediatamente após a cravação, a resistência na argila é representada pela curva II.

A argila que antes da cravação estava no ponto "A", desloca-se para o ponto "O" e o que estava originalmente no ponto "O", desloca-se para o ponto "F". A menor resistência ao cisalhamento na argila é adjacente à estaca (OE) e é uma fração de BC (resistência original).

Entretanto, a pressão total devida ao peso da camada ($\sigma = \sigma' + u$) é essencialmente a mesma ou, pelo menos, não diminuiu. Como a resistência ao cisalhamento é diretamente proporcional às pressões efetivas, ocorreu, então, uma redução nestas

pressões, originada por um acréscimo de poro-pressão.

Assim, há um elevado excesso de pressão hidrostática na argila adjacente à estaca que diminui com a distância à sua superfície por causa do menor amolgamento na argila.

Há, também, a considerar o aumento das pressões laterais pelo deslocamento do solo durante a cravação.

O gradiente resultante deste excesso de poro-pressão dá início a um processo de adensamento.

Como o fluxo ocorre sempre na direção dos pontos de menor pressão, a direção do fluxo é essencialmente radial, afastando-se da estaca.

Entretanto, pode ocorrer algum fluxo vertical e se a estaca tem o coeficiente de permeabilidade maior que da argila, ela mesma serve de dreno para a argila aumentando este fluxo.

CUMMINGS, A.E. et al (1950), contestaram a ocorrência de algum fluxo vertical, o que implicaria em nenhum recalque no terreno adjacente à estaca. Baseado em resultados de ensaios em amostras retiradas junto a estacas após a cravação, constataram acréscimos de poro-pressões, porém a dissipação ocorria com o fluxo apenas na horizontal.

A publicação destas conclusões gerou muita polêmica com diversos pesquisadores que não concordaram com elas.

FELLENIOUS, B.H. (1971) apresenta medições feitas durante e após a cravação de duas estacas instrumentadas.

Antes da cravação a poro-pressão medida em todos os piezômetros correspondia ao lençol freático (condição hidrostática). O excesso de poro-pressão criado pela cravação chegou a um máximo de 18 tf/m^2 .

Imediatamente após a cravação os transdutores indicavam que as estacas estavam solicitadas apenas pelo seu peso próprio. Decorridos 180 dias estava atuando uma sobrecarga de 40 tf, atribuída por FELLENIOUS ao amolgamento da argila.

TORSTENSON, B.A. (1973) instrumentando dois grupos de estaca com 25 e 30 unidades, respectivamente, cravados na cidade de UDDERVALLA - SUÉCIA, através de 6m de uma argila silto-sa sobrejacente a uma camada de argila plástica muito mole, conclui, entre outras coisas, que o adensamento da argila amolgada pela cravação das estacas leva a mobilização de Atrito Negativo nos 2/3 superiores do comprimento da estaca.

HORVART e VAN DER VEEN (1971), instrumentando 3 estacas cravadas de camadas argilosas em ROTTERDAM - HOLANDA também concluíram que o amolgamento da argila que circunda a estaca e sua subsequente reconsolidação pode resultar no aparecimento de Atrito Negativo ao longo do fuste da estaca.

Em face destes resultados, hoje não existe mais dúvidas quanto à cravação da estaca poder induzir Atrito Negativo, no entanto é bastante controvertido o grau de amolgamento que

sofre a argila com esta cravação.

CASAGRANDE, A. (1950) chegou à conclusão que a argila adjacente a uma estaca cravada, até uma distância de $1/2$ diâmetro de sua superfície lateral pode ser considerada como completamente amolgada e até $1 \frac{1}{2}$ diâmetro é suficientemente perturbada a ponto de resultar grandes acréscimos à sua compressibilidade.

ELMASRY, M.A. (1963) encontrou estes mesmos resultados em modelos reduzidos.

É evidente que a generalização de resultados regionais pode levar a erros consideráveis e, talvez por isto, alguns autores acharam estas proposições exageradas, já que o grau de amolgamento devido à cravação depende da sensibilidade da argila*.

ZEEVAERT, L. (1950) baseado em estudos realizados sobre argilas da Cidade do México (grau de sensibilidade ≥ 15) apresentou a seguinte proposição:

Com a cravação da estaca surgem três zonas distintas - fig. (II.7).

$$* \text{ Grau de Sensibilidade} = \frac{\text{Resistência Não Amolgada}}{\text{Resistência Amolgada}} \quad (\text{na mesma unidade})$$

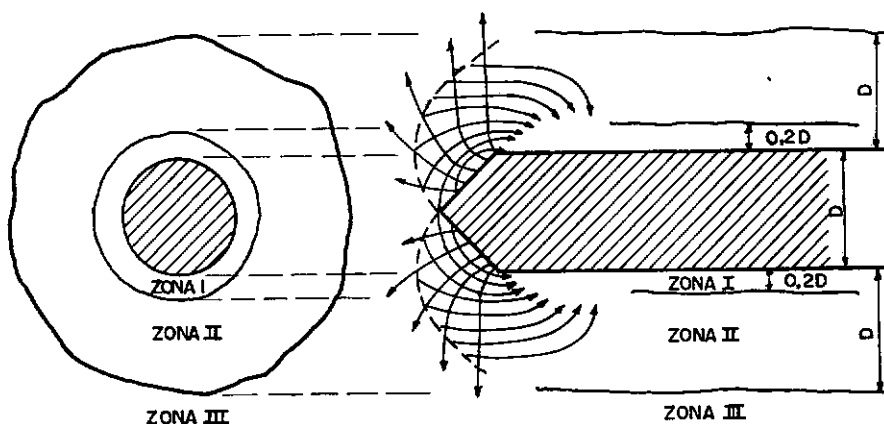


FIG. II.7 – Amolgamento devido à cravação (apud Zeevaert, 1950).

Na zona I a argila é completamente amolgada. Se não ocorrer variação do nível do terreno na superfície, o volume de argila deslocada é igual ao da estaca - V. equação (II.1) - e portanto a espessura da zona I é igual a $0,2D$.

Na zona II a argila é consideravelmente amolgada até uma distância D da estaca, ocorrendo nas argilas do México o aumento de até 1000% na sua compressibilidade.

Na zona III a argila é considerada não alterada pela cravação exceto por uma temporária deformação elástica devido à pressão causada pelo deslocamento da argila na zona I, mantendo, portanto, suas características estruturais. Se, entretanto, as deformações ultrapassarem as admitidas elásticas (em torno de 2% para as argilas do México) esta zona poderá tornar-se algo amolgada.

Estas proposições, embora mais comedidas que as de CASAGRANDE devem ser encaradas com prudência para argilas de di-

ferente grau de sensibilidade das do México.

O DESIGN MANUAL DM 7 - FOUNDATIONS indica que para argilas com grau de sensibilidade menor que 2 ou 3, a zona amolgada é pequena e pode ser negligenciada. Para argilas com sensibilidade maior ou igual a 4 a zona amolgada se estende de 30cm a 40cm em torno de cada estaca.

Na maioria das vezes o efeito do amolgamento da argila devido à cravação é desprezado pelos engenheiros, uma vez que a dissipação do excesso de poro - pressão ocorre em tempo relativamente curto, quase sempre antes do término da supra-estrutura, permitindo a compatibilização dos recalques da infraestrutura com a mesma.

Hã vezes, entretanto, que esta atitude pode levar a resultados desastrosos.

SKEMPTON, A.W. (1950) cita o caso da construção de um silo em DURBAN - na ÁFRICA DO SUL que a escolha inadequada da fundação - mais de 1000 estacas cravadas através de uma argila que se tornava extremamente compressível quando amolgada - levou a reformulação total do projeto de fundações após todo o estaqueamento concluído, o que provocou em 1922, um prejuízo de £ 200.000. Esta explicação não é aceita por CUMMINGS et al (1950) que acham que os deslocamentos da estrutura de contenção e o rebaixamento do lençol freático, foram as causas principais do problema.

II.2.4 - Colocação de Sobrecarga na Superfície do Terreno

É a causa da maioria dos colapsos estruturais devido ao Atrito Negativo.

Quando uma sobrecarga - tal como um aterro - é colocada sobre uma camada de argila, esta, caso não esteja saturada, recalca devido à compressão dos gases nos seus vazios e quando saturada, inicia um processo de adensamento, surgindo recalques ao longo do tempo.

Se estacas de ponta atravessarem estas camadas antes ou logo após a colocação da sobrecarga, o maior recalque das camadas em relação às estacas, provocará o surgimento de Atrito Negativo ao longo de todo ou parte do fuste.

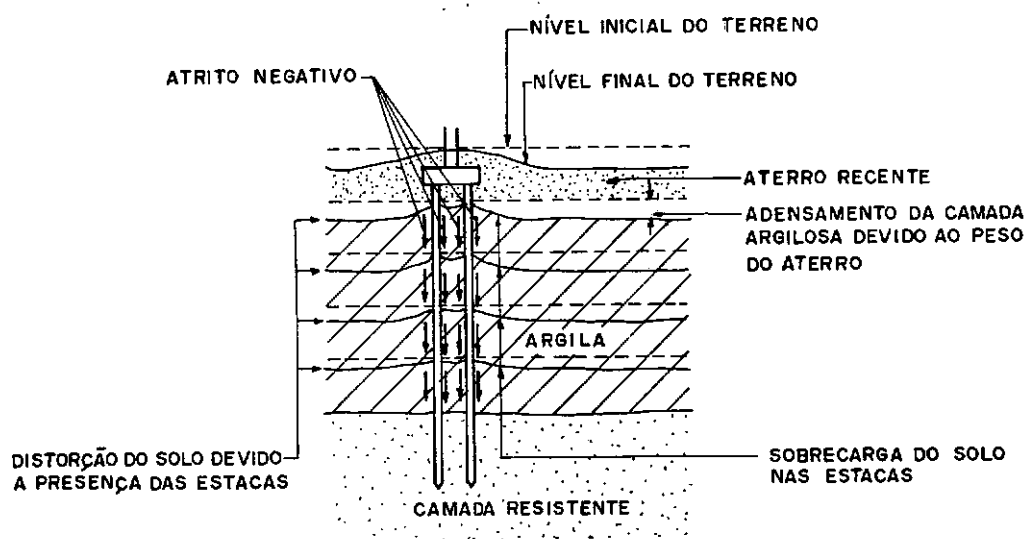


FIG. II.8 - Atrito negativo devido a sobrecargas.

Esta situação pode ser, particularmente, perigosa pois sempre está associada a uma ou mais das seguintes condições:

- grandes sobrecargas devidas aos recalques do a-

terro e da argila;

- amolgamento da argila devido a cravação;
- redução da pressão confinante nas imediações da ponta da estaca com sua conseqüente redução da capacidade de carga de ponta;
- existência de um recalque regional no terreno ou devido ao subadensamento da argila ou à existência de bombeamento do lençol subterrâneo.

Neste caso, então, uma considerável sobrecarga deve ser adicionada à carga transmitida às estacas pela superestrutura, devendo-se considerar, também, a redução da capacidade de ponta da estaca.

CHELLIS, R.O. (1961), ELMASRY, M.A. (1963) e INOUE, Y. et al (1977), citam numerosos casos de colapso nas fundações devido a situações análogas a esta.

Mesmo para aterro de, relativamente, pouca espessura - pouco mais de 4,5m - podem se desenvolver sobrecargas de mais 100 tf por estaca - SULTAN (1969).

Deve-se notar que, em alguns destes insucessos, haviam sido previamente executadas provas de carga em estacas cravadas logo após a colocação do aterro.

Isto pode ser facilmente explicado, analisando-se a fig. (II.9).

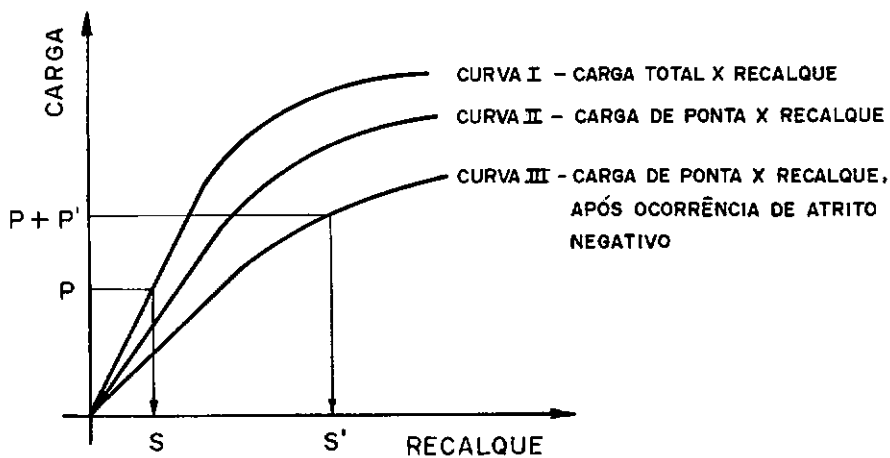


FIG. II.9 - Curvas carga x recalque.

Admita-se que a curva carga recalque I tenha sido obtida em uma prova de carga executada em uma situação semelhante à fig. (II.8). Para uma carga P ocorre um recalque S .

A curva II representa a carga resistida pela ponta da estaca ao longo da prova. A resistência lateral da parte da estaca cravada no terreno resistente é incluída nas curvas II e III.

Com o tempo surge uma sobrecarga devida ao Atrito Negativo igual a P' , logo a carga $P + P'$ é transmitida para a ponta. São que a resistência de ponta teria diminuído em face da redução da pressão confinante e seria representada agora pela linha III.

A carga $P + P'$ provocaria, então, um recalque $S' \gg S$ que, se inaceitável, certamente levaria a problemas na obra.

II.2.5 - Flutuação Natural do Nível d'Água

O Atrito Negativo em estacas, neste caso, poderá surgir de diferentes maneiras:

- Em fundações de cais ou de construções próximas ao mar com aterro de areia fofa, este fato pode ter alguma importância.

Com a descida do nível d'água (vazante da maré), o peso das camadas que anteriormente estavam submersas, aumenta; com a subida do nível d'água (enchente da maré), diminui - fig. (II.10).

Cada aumento temporário da pressão efetiva, faz crescer os recalques na areia de uma certa quantidade. A grandeza do incremento do recalque, decresce com o aumento do número de ciclos e aproxima-se de zero, mas o recalque final total é, muitas vezes, maior que o recalque produzido no primeiro ciclo - TERZAGHI e PECK (1967).

Alguma tempo após sua colocação, se poderia ter uma parcela de peso deste aterro, sendo suportada pelas estacas.

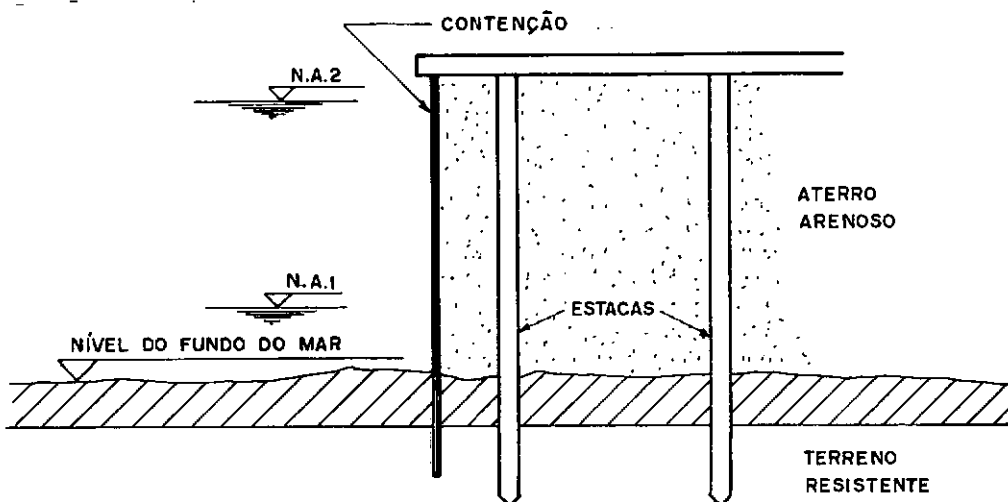


FIG. II.10 - Estacas de cais, sujeitas a atrito negativo.

- Em regiões de grande variação pluviométrica entre inverno e verão, pode ocorrer que no período seco haja uma considerável descida do lençol freático em relação ao período de chuvas.

Um processo semelhante ao exposto no item (II.2.1), poderia provocar sobrecargas nas estacas que atravessassem esta zona de variação do lençol.

- Uma terceira possível causa seria típica de regiões onde ocorressem camadas de argilas colapsíveis.

Constatou-se na região do Distrito Federal - Brasil (onde ocorre uma camada superficial de alguns metros desta argila) que no ano de 1978, inúmeras residências construídas nas imediações do Lago Paranoá e alguns edifícios no Plano Piloto, apresentaram problemas inesperados de recalques.

Verificou-se que nestas áreas o nível do lençol freático havia subido muito devido a fortes e demoradas chuvas que tinham ocorrido na região havendo situações onde o lençol qua se aflorava na superfície.

É fácil explicar os recalques ocorridos em fundações rasas que se apoiavam na argila colapsível, com a saturação desta; no entanto houve prédio com a fundação em tubulões, com bases corretamente dimensionadas e apoiadas em terreno resistente, que apresentou recalques de tal ordem que houve necessidade de reforço em suas fundações.

Mesmo reconhecendo que a subida do lençol reduziria a resistência ao cisalhamento da argila e, também, a capacidade de ponta dos tubulões, isto sô não seria suficiente para explicar os recalques surgidos.

Um exemplo disto é ocorrido em um prédio de apartamento situado a SQS 316 em Brasília.

As sondagens executadas, indicavam uma camada superior em torno de 7,50m de argila colapsível. Até o limite de sondagem (12,45m do nível do terreno) não foi detectado o lençol freático.

As fundações deste prédio foram tubulões a céu aberto, assentes em uma camada de silte argiloso com areia fina muito compacto com N_{SPT} em torno de 30 golpes, a 12,5m de profundidade.

Quase 7 anos após a conclusão das obras, começaram a surgir trincas na estrutura do prédio e na alvenaria de alguns apartamentos.

A mesma firma executou novas sondagens no local em maio de 1979, constatando que, a única alteração sensível ocorrida no terreno era que o lençol freático encontrava-se agora a 5,0m de profundidade.

É pouco provável que a sobrecarga nas fundações de vida ã colapsibilidade de argilas atinja níveis elevados, mas no caso em questão isto pode ter ocorrido pela existência de uma ga

ragem subterrânea (65,0m x 19,0m) que atingia 3,0m de profundidade na argila, o que daria mais de 500m² de área externa das cortinas deste subsolo em contacto com o terreno - fig. (II.11).

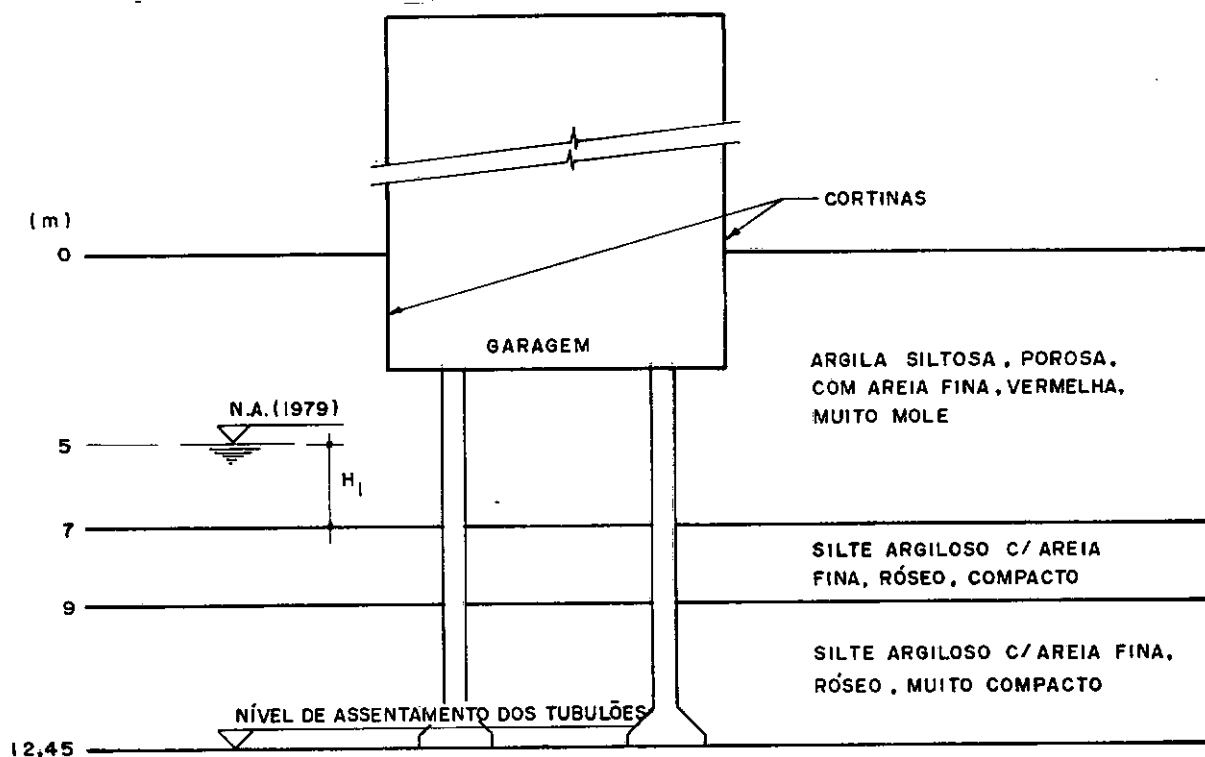


FIG. II.11 - Perfil do terreno.

Com a saturação de parte da argila porosa ($H_1 = 2,0\text{m}$) provavelmente surgiram recalques nesta zona que foram acompanhados pelas camadas sobrejacentes. Como o prédio não acompanhou esta descida, o deslocamento relativo solo-cortina provocou o aparecimento de uma sobrecarga elevada que foi transferida para os tubulões, ocasionando recalques nos mesmos.

II.2.6 - Recalques Provocados pelo Deslocamento de Estruturas de Contenção

Quando se necessita executar escavações de certa profundidade, em determinadas circunstâncias tem que se utilizar uma estrutura de contenção para manter estável o terreno adjacen

te às escavações.

O tipo de contenção a ser usado depende, entre outros fatores, dos eventuais danos causados a prédios próximos à escavação pelos deslocamentos horizontais da mesma.

PECK, R.B. (1970) e SOARES, M.M. (1981) entre outros, constataram que, mesmo em estruturas de contenção de grande rigidez (p. ex., parede diafragma) e convenientemente escoradas ocorrem estes deslocamentos, devido, principalmente, ao método executivo.

É fácil perceber que o espaço criado pelo deslocamento da parede de contenção será ocupado pelo solo, o que provocará recalques no terreno adjacente à escavação proporcionais a estes deslocamentos. Edifícios sobre estacas não ficariam imunes a estes recalques, mesmo que as estacas penetrassem até um terreno resistente situado no nível ou abaixo do fundo da escavação.

Um exemplo disto é o ocorrido no RAND MCNALLY BUILDING em CHICAGO.

Sua fundação era em estacas de madeira, cravadas até uma camada de argila rija a 18,0m do nível do terreno.

Quando foram executadas as escavações a céu aberto para a construção do METRÔ de CHICAGO o edifício recalcou como mostra a fig. (II.12).

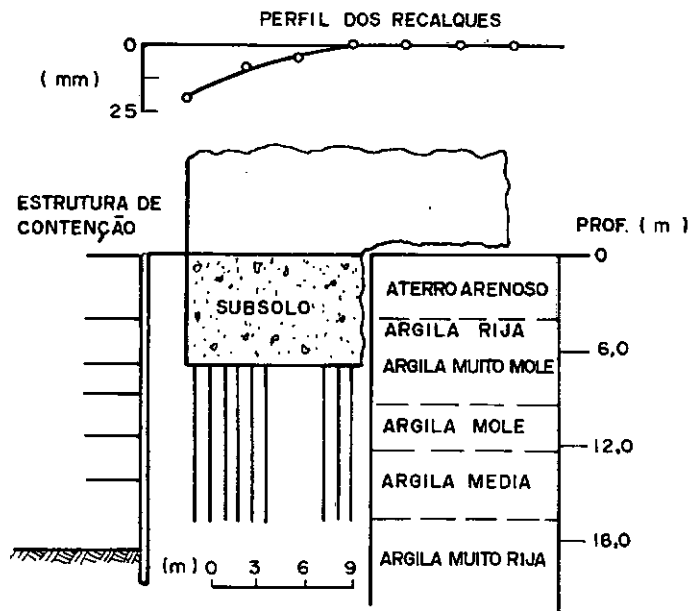


FIG. II . 12 – Atrito negativo devido ao deslocamento de estruturas de contenção – Rand McNally Building (apud Peck, 1970).

De acordo com PECK, estes recalques se explicam pelo aparecimento de sobrecargas devido ao Atrito Negativo ao longo do fuste, provocadas pelos recalques das camadas atravessadas pelas estacas, advindos dos deslocamentos da estrutura de contenção.

Estas sobrecargas fizeram que as estacas próximas à escavação penetrassem mais de 20,0mm no terreno.

Na construção do METRÔ do Rio situações semelhantes a esta são muito comuns, com o agravamento de, na maioria das vezes, haver necessidade de rebaixamento ou alívio do lençol freático para se executar as escavações.

CAPÍTULO III - ATRITO NEGATIVO - TÓPICOS ESPECIAIS

III. ATRITO NEGATIVO - TÓPICOS ESPECIAIS

III.1 - Fatores que Afetam o Valor do Atrito Negativo

Embora se tenha avançado bastante nas duas últimas décadas, o conhecimento que se tem hoje sobre o Atrito Negativo ainda é bastante obscuro em muitos pontos.

Os numerosos fatores que podem contribuir para a natureza e magnitude do Atrito Negativo são indubitavelmente a principal causa deste desconhecimento.

Entre estes destacam-se:

Fatores relacionados às características da estaca:

- Tipo de material da estaca - aço, madeira etc...- Este fator está relacionado à aderência estaca-solo e à possibilidade da estaca servir de dreno vertical para a dissipação das poro-pressões.

- Método de instalação - se a estaca é cravada ou escavada - Relacionado ao grau de amolgamento induzido ao solo durante a instalação da estaca e principalmente com o estado de tensão gerado nas proximidades da estaca.

- Tipo de estaca - Se é:

- estaca de ponta;
- estaca de atrito;

- estaca com ponta fechada;
- estaca com ponta aberta.

- Inclinação da estaca - Embora medições feitas por ENDO et al (1969) em uma estaca inclinada (1:7) (Hor.:Vert.) não tenham mostrado diferença sensível na magnitude do Atrito Negativo, KOERNER et al (1971) em medições feitas em modelos reduzidos, concluiu, com muita lógica, que o Atrito Negativo em estacas inclinadas é maior do que se a estaca fosse vertical.

Em uma estaca inclinada se tem, não somente a contribuição da aderência estaca-solo, que é independente da posição da estaca, mas também uma contribuição do peso do solo sobre a estaca.

A fig. (III.1), apresentada por KOERNER et al, mostra claramente isto: quanto mais vertical é a estaca menor é o efeito do Atrito Negativo sobre ela.

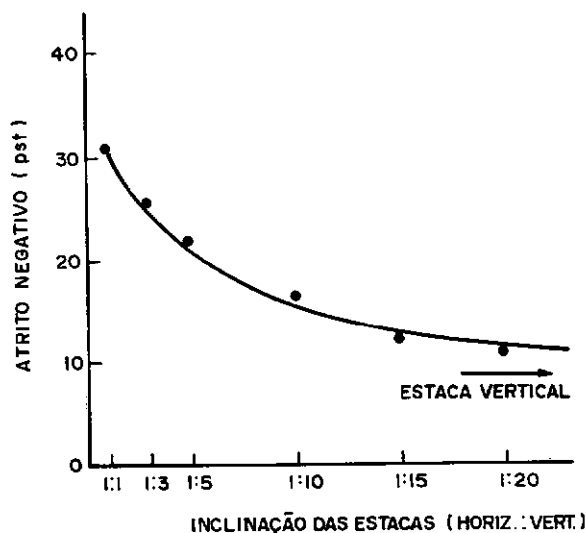


FIG. III.1 - Influência da inclinação da estaca no atrito negativo (apud Koerner et al, 1971).

FELLENIOUS, B.H. (1971) sugere que, quando grandes recalques são esperados deve-se evitar o uso de estacas inclinadas, entretanto, estacas com inclinação de até 1:8, podem ser tratadas como verticais, no que concerne ao Atrito Negativo.

- Seção transversal da estaca - Uma estaca circular de área A tem o perímetro menor que uma estaca quadrada de mesma área e por consequência menor área lateral em contacto com o solo.

- Se a estaca é isolada ou em grupo - Relaciona-se com a área do terreno que vai contribuir para sobrecarregar o solo - v. item (III.4).

Fatores relacionados às características do solo:

- Tipo de solo - Se, predominantemente, argiloso, siltoso ou arenoso.

- Se o solo é sub-adensado, normalmente adensado ou pré-adensado.

- Grau de sensibilidade do solo - Afeta a extensão da zona amolgada durante a instalação da estaca.

- Lençol freático - Relacionado às variações do seu nível.

- Compressibilidade do terreno.

- Espessura da camada compressível em relação às sobrecargas (aterro, depósito etc...) impostas sobre elas.

- Características das curvas tensão - deformação dos solos envolvidos.

III.2 - Existência do Ponto Neutro

A transferência de carga estaca-solo ou vice-versa surge de movimentos relativos entre o solo e a estaca.

Quando o recalque do solo é menor que o da estaca há uma transferência da estaca para o solo - Atrito Positivo -, quando o recalque do solo é maior há uma transferência solo-estaca - Atrito Negativo -.

TERZAGHI em 1935 estudando ocorrências de Atrito Negativo na HOLANDA, foi o primeiro a considerar a possibilidade de, em parte do seu comprimento, o recalque da estaca ser menor que do solo, logo nesta zona ocorreria Atrito Negativo, mas na parte inferior da estaca o recalque do solo poderia ser menor que o da estaca o que provocaria, nesta zona, ocorrência de Atrito Positivo - v. fig. (III.2).

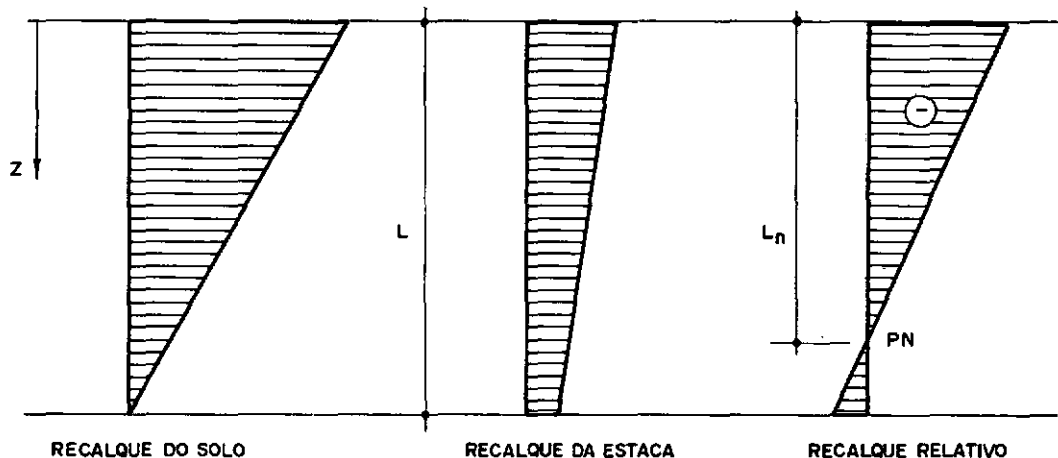


FIG. III.2 - Ocorrência do Ponto Neutro.

Haveria, desta forma, um ponto no qual o recalque da estaca seria igual ao recalque no solo - ponto PN na figura (III.2) -. Este ponto foi chamado, por TERZAGHI, de Ponto Neutro. Acima dele ocorreria Atrito Negativo e abaixo, Atrito Positivo.

Embora não considerado em vários métodos de cálculo de Atrito Negativo - o próprio TERZAGHI não o considera - as medições feitas em estacas instrumentadas sujeitas a Atrito Negativo comprovam sua existência.

OKAB (1977) concluiu, após analisar medições feitas em modelos naturais:

"A intensidade do Atrito Negativo e a profundidade do Ponto Neutro, aumenta com o aumento da rigidez da camada próxima à ponta".

ENDO, M. et al (1969) apresentam sugestão para a localização do Ponto Neutro, baseados em observações em 4 estacas instrumentadas - 3 de ponta e 1 flutuante.

De acordo com eles, a relação $\frac{L_n}{L}$ - fig. (III.2) - deverá ser maior ou igual a 0,5 e sugerem que se use valores entre 0,73 e 0,78.

Surpreendente, porém, no trabalho de ENDO et al é que não há praticamente diferença no valor de $\frac{L_n}{L}$ das estacas de ponta em relação à flutuante, porém é possível que o fato citado pelos autores, "para evitar danos aos instrumentos de medição, a

ponta das estacas não penetrou suficientemente na camada de areia compacta", explique esta aparente discrepância.

III.3 - Evolução do Atrito Negativo com o Tempo

Na análise da bibliografia disponível sobre estacas instrumentadas sujeitas a Atrito Negativo nota-se que existem poucos trabalhos que abordam a influência do tempo no valor do Atrito Negativo. Destaca-se, entre eles, o trabalho de FELLENIUS (1971).

Neste trabalho o autor analisa os resultados da instrumentação de duas estacas pré-moldadas de concreto armado cravadas até cerca de 55m de profundidade atravessando uma camada de 40m de argila com sensibilidade entre 15 e 20.

O programa de pesquisa previa três fases de estudo e o trabalho apresenta resultados das duas primeiras.

A 1^a fase, cujos resultados principais encontram-se na fig. (III.3), pretendia verificar a influência da cravação e da subsequente reconsolidação da argila. Durante um período de 16 meses após a cravação, nenhuma carga seria colocada no topo da estaca.

A 2^a fase estudava a influência no Atrito Negativo de cargas aplicadas em dois estágios, diretamente no topo da estaca. Os resultados da aplicação da carga de 44 tf correspondentes ao 1º estágio, encontram-se na fig. (III.4).

OBS.:

M1, M2, ..., M7 = Medidores de força instalados às profundidades indicadas na FIG. III.5

PI, PII = Estacas teste.

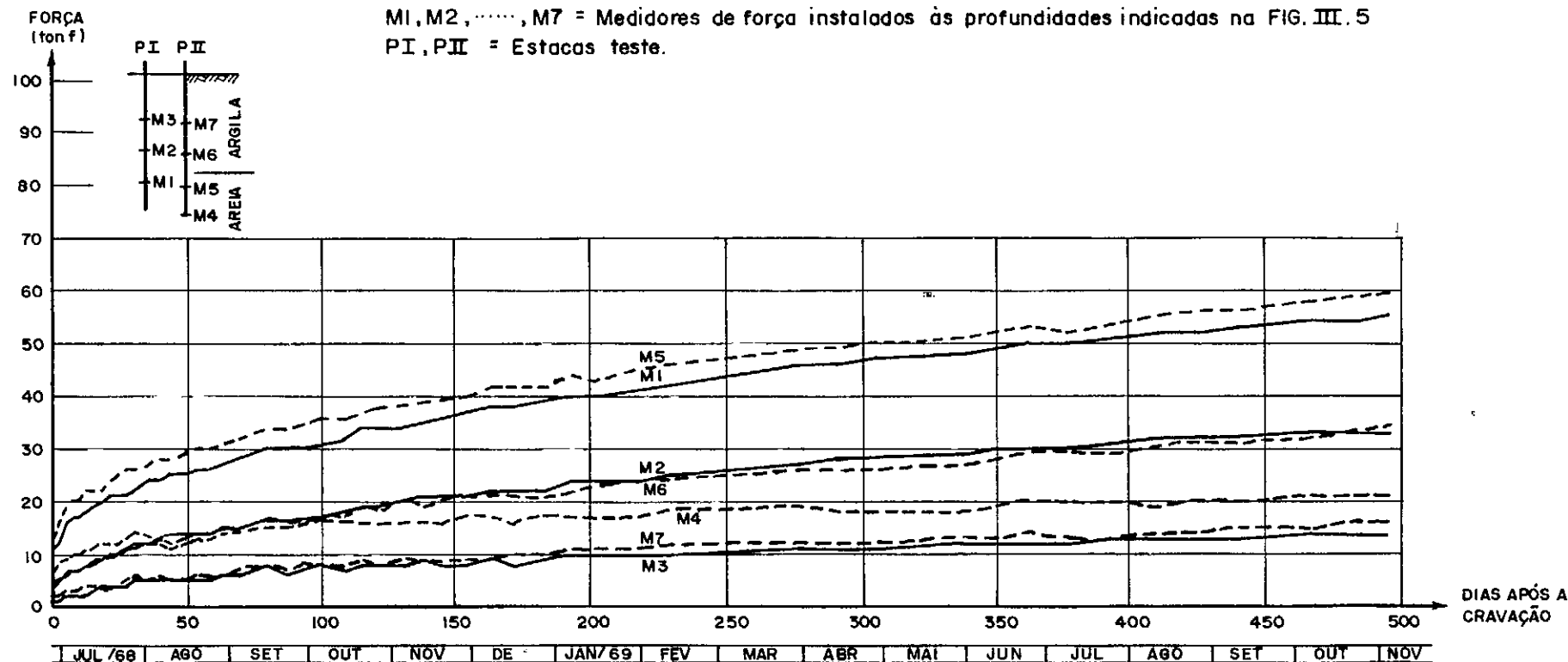


FIG. III.3 - Evolução do atrito negativo x tempo

Fase I - 0 a 500 dias (apud Fellenius, 1971).

OBS.:

M1, M2, ..., M7 = Medidores de força instalados às profundidades indicadas na FIG. III. 5

PI, PII = Estacas teste.

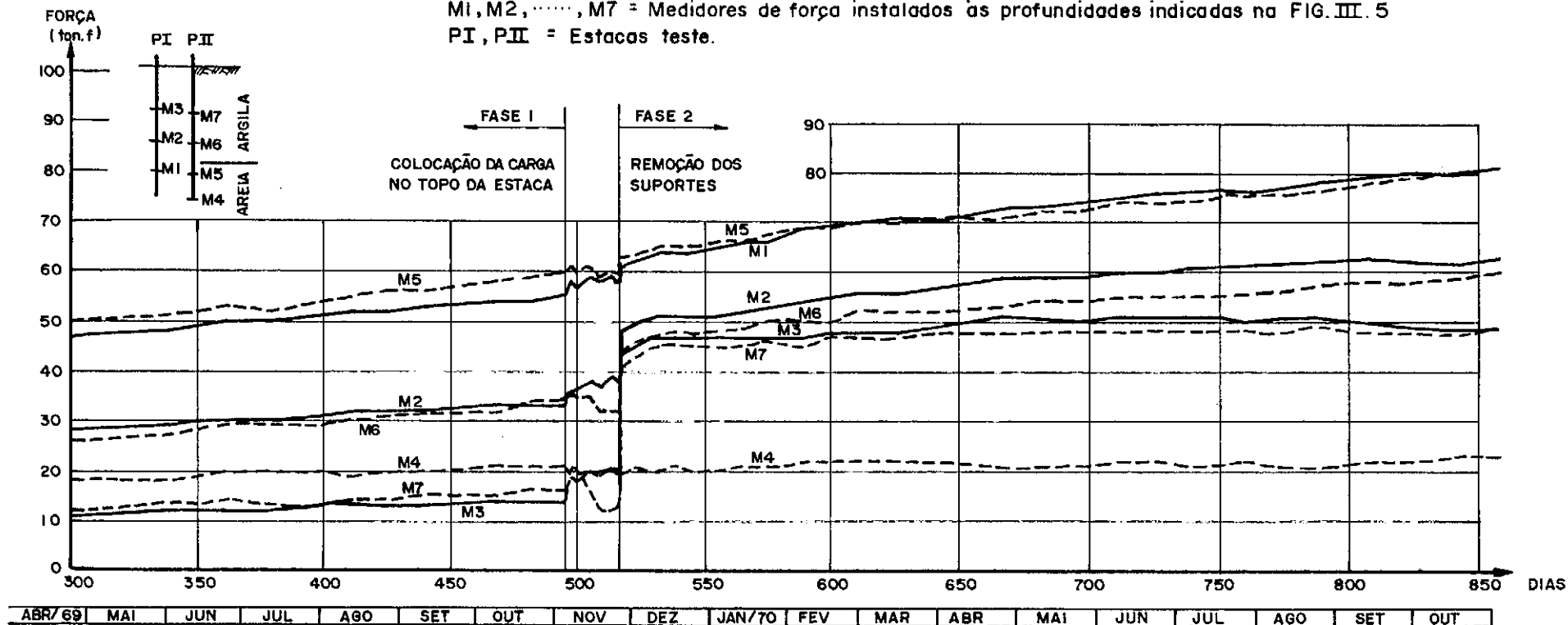


FIG. III. 4 - Evolução do atrito negativo x tempo

Fase II - 300 a 860 dias (apud Fellenius, 1971).

Além das conclusões apresentadas no item (II.2), FELLENIUS ainda observa:

Durante os primeiros 3 - 4 meses ocorreram recalque de 2 a 3 mm do terreno.

O excesso da poro-pressão que se desenvolveu em torno da estaca dissipou-se em 5 a 6 meses.

Inicialmente, a sobrecarga nas estacas devidas ao Atrito Negativo aumenta rapidamente nas diferentes profundidades medidas; 2 ou 3 semanas após a cravação a taxa de acréscimo diminui sensivelmente para, após 6 meses, tornar-se praticamente constante (em torno de 1,2 tf/mês).

O pequeno mas constante acréscimo de carga na estaca depois dos primeiros 180 dias deve-se a um recalque regional de ± 2 mm/ano que fez com que após 495 dias o Atrito Negativo fosse igual a 55 t.

HORVART, E. e VAN DER VEEN, C. (1977), também concluem que a dissipação do excesso de poro-pressão gerado pela cravação, ocorre em tempo relativamente curto. Em medições in situ constataram:

55% do máximo Atrito Negativo ocorreu 25 dias após a cravação da estaca tendo a superfície do terreno recalcado apenas 4 mm.

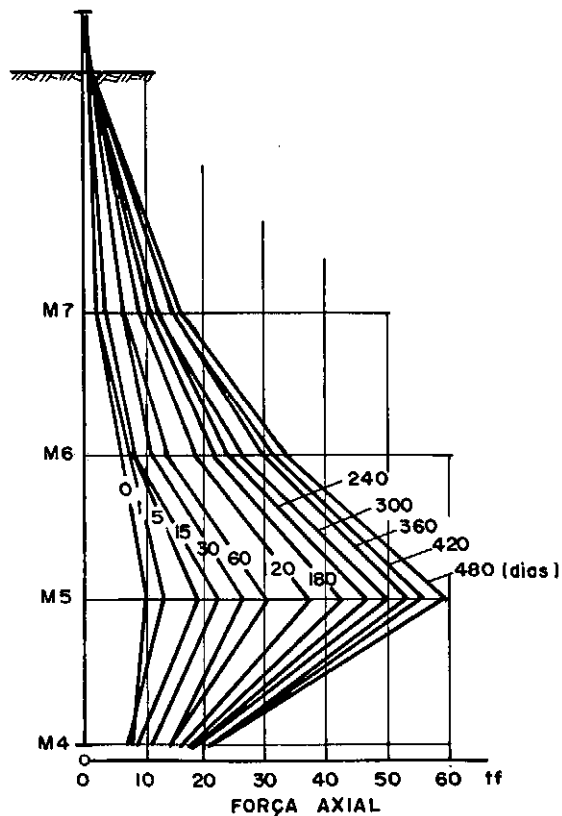
- 60 dias após a cravação o Atrito Negativo estava em torno de 70% do esperado (95 tf), com um recalque na superfície de 10 mm.

A 2ª fase da pesquisa de FELLENIUS foi iniciada em NOV/1969, sendo que o trabalho apresenta resultados do 1º estágio.

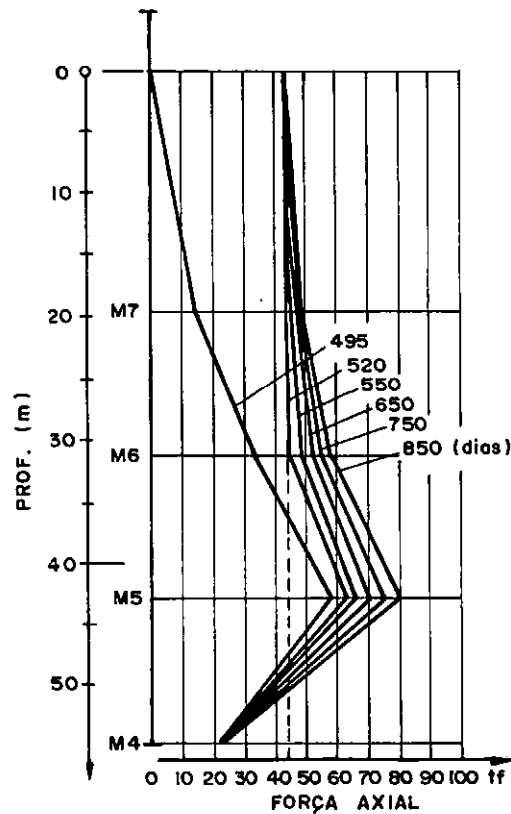
Analisando-se a fig. (III.5), torna-se evidente que o Atrito Negativo foi eliminado ao longo da parte superior da estaca quando foi aplicada a carga de 44 tf no seu topo.

Aparentemente, pequenos movimentos relativos são suficientes para eliminá-lo - ocorreu apenas 1 mm de recalques no topo da estaca devido à compressão elástica do concreto e nenhum recalque na ponta da estaca foi observado durante o período de medidas - no entanto, o movimento necessário para inverter o Atrito Negativo para Atrito Positivo, presumivelmente são muito maiores.

Convém notar que em ambas as fases ficou bem claro a existência do Ponto Neutro a uma profundidade de cerca de 75% do comprimento da estaca.



a) FASE I



b) FASE II

FIG. III.5 - Carga axial nas estacas teste (apud Fellenius, 1971).

Neste mesmo artigo FELLENIUS mostra que o Atrito Negativo, geralmente, não induz a ruptura da fundação e sim provoca acréscimos de recalques da estaca-

Considere-se uma estaca de ponta sujeita a carga P - fig. (III.6.a) - e a Atrito Negativo (A_N) ao longo do fuste.

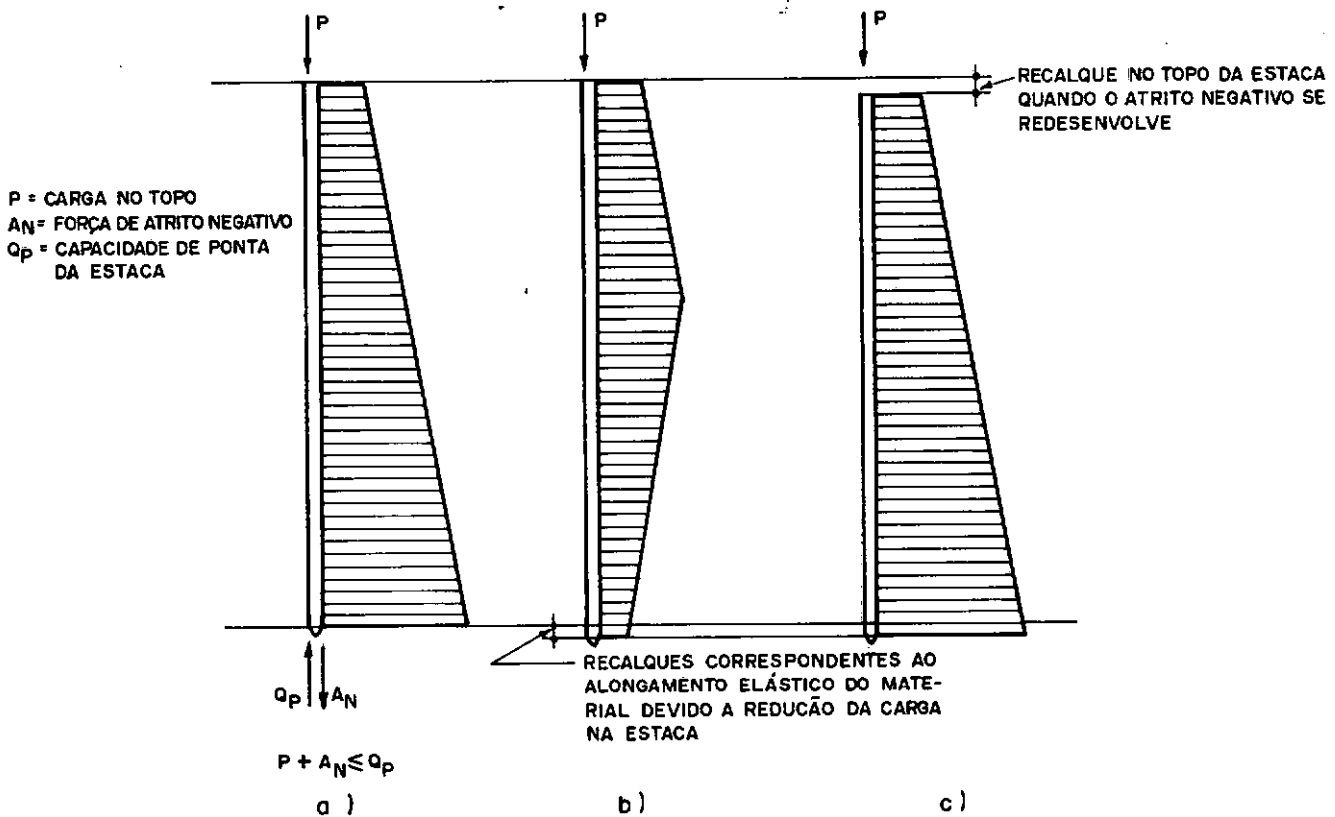


FIG. III.6 - Mecanismo de desenvolvimento do atrito negativo (apud Fellenius, 1971).

A carga máxima na estaca com o tempo se situará nas proximidades da ponta. Opõe-se a esta carga a capacidade de ponta Q_p .

Quando $P + AN = Q_p$, a ponta da estaca recalca e conseqüentemente a sobrecarga AN é reduzida ou eliminada. Isto é mostrado na fig. (III.6.b).

O Atrito Negativo certamente diminui ao longo da parte inferior da estaca, devido ao movimento de fuste da estaca causado pelo recalque da ponta.

A redução da carga na parte inferior da estaca provoca um correspondente alongamento elástico desta zona, porém nenhum movimento é observado no seu topo.

Com o tempo, o Atrito Negativo cresce de novo e o recalque da ponta é lentamente transferido para o topo da estaca - fig. (III.6.c).

Afora este recalque, a situação "c" é a mesma da "a" indicando que este procedimento é cíclico.

É importante notar que, para este caso, mesmo que a capacidade de ponta da estaca seja atingida, ela não entra em colapso, uma vez que, pequenos movimentos são suficientes para reduzir a sobrecarga devida ao Atrito Negativo.

III.4 - Atrito Negativo em Estacas Isoladas e em Grupos de Estaca

No caso de grupo de estaca é de se esperar uma carga diferente nas estacas função de sua posição no grupo.

É fácil entender que isto ocorre considerando que o Atrito Negativo seja dado pelo peso do volume de solo, que se transfere à estaca. Neste caso as estacas internas - fig.(III.7) - receberão uma sobrecarga menor do que as externas pois que, suas áreas de influência são menores.

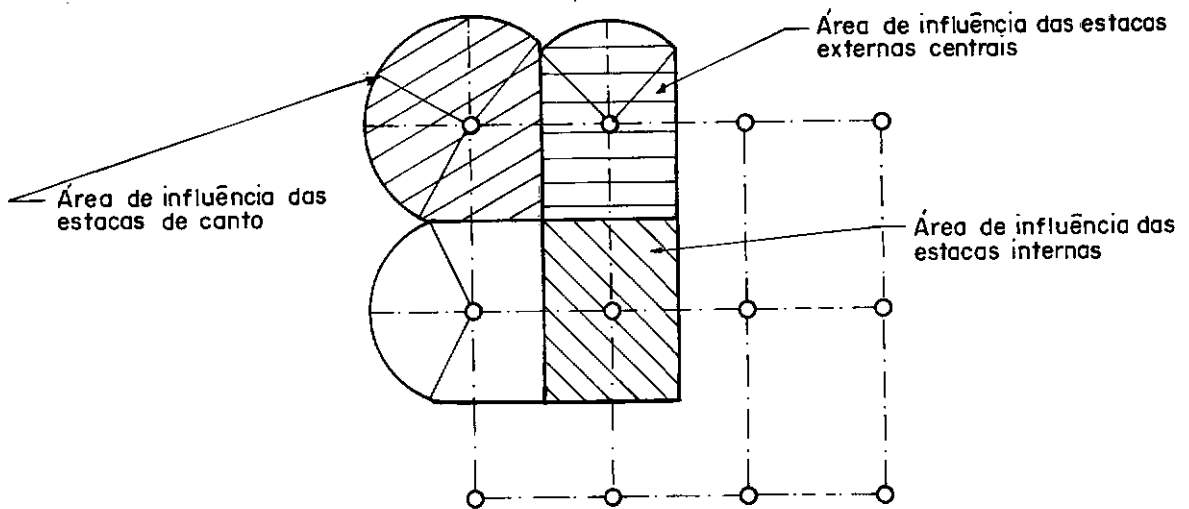


FIG. III.7 - Áreas tributárias em um bloco de estaca.

Esta desuniformidade de Atrito Negativo dá lugar a uma distribuição de recalques oposta a que se teria em uma fundação rasa flexível sob carga uniforme. BADILLO e RODRIGUES (1976) afirmam que se o bloco de coroamento é suficientemente rígido e as estacas estão engastadas nele, o efeito diferencial do Atrito Negativo nas estacas externas podem fazer com que estas trabalhem a tração em sua parte superior.

III.5 - Como Levar em Conta em Projeto de Fundação o Atrito Negativo

Até poucos anos atrás o Atrito Negativo quase nunca era considerado, e caso o fosse era sempre subestimado.

HORVART e VAN DER VEEN (1977) afirmam que até o final da década de 60, os projetistas da HOLANDA consideravam em seus cálculos uma carga padrão de 15 tf devida ao Atrito Negativo. O que é surpreendente é que na grande maioria das fundações, nos últimos 40 anos, não ocorreu problemas maiores.

A justificativa dos autores - que quase certamente pode ser extrapolada ao resto do mundo - é que:

- a capacidade de carga nas estacas era maior do que a admitida enquanto que o fator de segurança na realidade era menor do que o usado nos cálculos;

- a influência do Atrito Negativo é, na maioria das vezes, secundária, pois em primeira instância, é um problema de recalque e não de ruptura.

Quando o Atrito Negativo é oriundo do amolgamento da argila devido à cravação da estaca, na maioria das vezes, pode ser desprezado, no entanto, se a causa é de subsidência do terreno compressíveis a não consideração do Atrito Negativo pode levar a resultados desastrosos.

Em países como a HOLANDA, cuja ocorrência de Atri

to Negativo é comum, leva-se em conta atualmente o Atrito Negativo da seguinte forma:

$$P = \frac{Q_P + Q_L}{2} - AN$$

onde:

P = carga de trabalho da estaca

Q_P = capacidade de ponta da estaca

Q_L = capacidade de carga lateral na zona que ocorre Atrito Positivo

AN = sobrecarga devida ao Atrito Negativo

HORVART e VAN DER VEEN (1977) acham esta proposição muito conservadora e sugerem que se utilize um fator de segurança sô de 1.1 no Atrito Negativo e se a investigação e análise do solo for feita por um engenheiro experiente o fator de segurança para a carga de trabalho em estacas cravadas pode ser de 1.7 para as sem alargamento da base e 2.2 para as estacas com base alargada.

$$P = \frac{Q_P + Q_L - 1.1 \times AN}{1.7} \quad (\text{para estacas sem base alargada})$$

$$P = \frac{Q_P + Q_L - 1.1 \times AN}{2.2} \quad (\text{para estacas com base alargada})$$

Quando atua sobre estacas sujeitas a Atrito Negativo, carga transientes, FELLENIUS, B. (1971) baseado nos resultados de sua pesquisa - fig. (III.5) faz as seguintes considerações:

Se a carga transiente (P_t) no topo da estaca é me nor que o dobro do Atrito Negativo, ela não deverá ser adiciona- da ã carga na ponta da estaca. Assim, somente a carga permanen- te (P_p) é considerada. Aplica-se, então, a seguinte equação:

$$f_{p,p} \times P_p \leq \frac{1}{f_{p,Q}} (Q_p + Q_L) - f_{p,N} \times AN$$

onde: $f_{p,p}$ = coeficiente de segurança parcial sobre a carga permanente.

$f_{p,Q}$ = coeficiente de segurança parcial sobre a capacidade de carga da estaca.

$f_{p,N}$ = coeficiente de segurança parcial sobre o Atrito Negativo.

Esta equação é válida quando:

$$f_{p,t} \times P_t \leq 2 \times AN$$

onde: $f_{p,t}$ = coeficiente de segurança parcial sobre a carga transiente.

De acordo com FELLENIUS, os coeficientes de segu- rança parciais não devem ser estabelecidos a priori mas sim esco lhidos de acordo com as características de cada caso.

Quando a carga transiente for maior que o dobro do Atrito Negativo, o Atrito Positivo atuará sobre todo o compri- mento da estaca.

Analisando-se a fig. (III.9), vê-se:

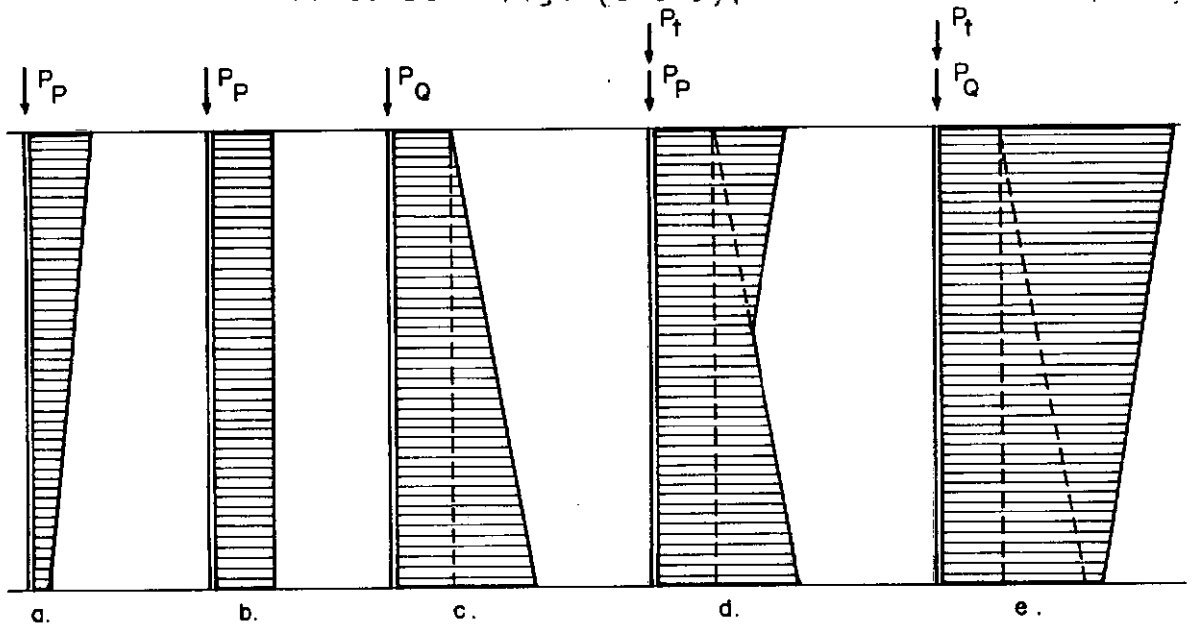


FIG. III. 9 – Efeito de cargas transientes em estacas sujeitas a atrito negativo (apud Fellenius, 1971).

Em "a", tem-se a distribuição da carga ao longo do fuste quando somente uma carga permanente (P_P) está atuando no topo da estaca. A carga é resistida por Atrito Positivo e nenhum Atrito Negativo atua ao longo do fuste.

Em "b", vê-se o efeito de pequenos deslocamentos no solo. A carga no topo da estaca é transferida para a ponta.

Em "c", com a progressão dos recalques no terreno, a carga na estaca aumenta com a profundidade devido ao Atrito Negativo ao longo do fuste.

Em "d", uma carga transiente pequena (P_t) atua na estaca. Até uma certa profundidade esta carga transiente é maior que o Atrito Negativo que atuava, e abaixo dela a estaca não é afetada pelos acréscimos de carga em seu topo.

Em "e", a carga transiente é maior do que a soma

da carga permanente mais o Atrito Negativo na ponta da estaca e surge uma situação semelhante a "a", i.ê., Atrito Positivo atuando ao longo de todo o fuste da estaca.

Neste caso aplica-se:

$$f_{p,t} \times P_t + f_{p,p} \times P_p \leq \frac{1}{f_{p,Q}} (Q_p + Q_L) \quad (\text{III.1})$$

No caso de estacas de grande comprimento, em face dos erros envolvidos no cálculo do Atrito Negativo e da capacidade de ponta, pode-se usar:

$$f_{p,t} \times P_t + f_{p,p} \times P_p \leq \frac{1}{f_{p,Q'}} Q_L$$

onde:

$f_{p,Q'}$ = fator de segurança parcial aplicado à resistência lateral, que pode ser admitido menor que $f_{p,Q}$, da equação (III.1).

III.6 - Redução do Atrito Negativo

Onde se espera ocorrência de sobrecargas elevadas devidas ao Atrito Negativo, pode-se quando conveniente, reduzir substancialmente tais sobrecargas.

Vários processos podem ser utilizados:

- Prê-carregamento das camadas compressíveis provocando que parte dos recalques destas camadas ocorram antes da instalação da estaca ou ainda, qualquer processo que reduza os

recalques no solo ap^os a instala^o da estaca.

- Elimina^o do contacto direto entre a estaca e o solo que recalca.

HILTON, N. e HARDENBERGER, G. (1977) citam a cons^{tr}u^o de uma ponte em VANCOUVER - CANAD^A onde as estacas deviam atravessar uma camada de 20m de uma argila com grau de sensibili^{da}de 40.

Para se evitar o Atrito Negativo ocasionado pela crava^o das estacas, escavou-se, com ajuda de lama benton^{it}ica, furos com di^{am}etro maior que as estacas, at^e atingir o terreno re^{si}stente; ap^os isto, estacas ocas de a^o, com ponta fechada, foram descidas suavemente nos furos at^e encontrar o terreno resis^{ti}nte, aⁱ ent^{ao}, cravadas e preenchidas com concreto. A lama ben^{ton}itica entre a estaca e a parede do furo foi expulsa com inje^o de argila e cimento para permitir a estabilidade lateral da estaca.

Pode-se usar, tamb^{em}, o encamisamento da estaca com tubos de maior di^{am}etro, preenchendo-se o espa^o entre a estaca e o tubo com areia fofa ou simplesmente vedando as extremida^{des} com resina epoxy pl^{as}tica.

- Aplica^o de corrente contⁱⁿua no solo (ELETROS^{MOSE}). A estaca de a^o ^e usada como c^{at}odo em rela^o a um ou mais ^{an}odos colocados nas imedia^oes. Isto provoca um acr^{es}cimo

de poro - pressões no solo adjacente à estaca e, conseqüentemente, uma redução - que pode se anular - nas pressões efetivas, o que leva à uma diminuição do atrito solo-estaca ao mesmo tempo que protege a estaca quanto à corrosão.

BJERRUM, L. et al (1969) efetuaram medições em uma estaca instrumentada, na qual utilizaram eletrosmose para redução do Atrito Negativo. Verificaram que, em uma estaca que atua 120 tf devido ao Atrito Negativo, conseguiu-se uma redução de 40 tf com o uso de corrente contínua.

- Aplicação de uma camada de betume na superfície da estaca.

Este processo parece ser o mais eficiente. Consegue-se redução de até 90% do Atrito Negativo.

Deve-se, no entanto, estar seguro que durante a cravação da estaca esta camada de betume não seja danificada. Para isto, pode ser necessário a colocação de uma ponta alargada na estaca e nas camadas pedregulhosas pode ser necessário executar "prê-furos" - fig. (III.10).

**QUADRO (III.1) - CASOS ESTUDADOS DE ESTACAS REVESTIDAS COM BETUME PARA REDUÇÃO
DO ATRITO SOLO - ESTACA (Apud BALIGH e VIVATRAT, 1978)**

DISCRIMINAÇÃO		ATRITO NEGATIVO				PROVA DE CARGA		
		VANWEELE 1968	BJERRUM e JOHANNESSEN 1969		WALKER e DARVALL 1973	HUTCHINSON e JENSEN 1968		CLAESSEN e GELOCK (1971). CLAESSEN e HOVART (1974)
Tipo de Solo		Aterro, Areia e Argila	Aterro e Argila-Siltosa	Aterro e Argila	Areia e Argila Siltosa	Argila Siltosa	Argila Siltosa	Aterro arenoso, argila e turfa
Rec. do Terreno (cm / ano)		12	16	10 - 15	3			
Temperatura Média do Terreno (°C)		10	6	6	17	23	23	10
Tipo de Estaca		Moldada "in situ"	Tubadas Metálicas	Tubadas Metálicas	Tubadas Metálicas	6RC PILES	6RC PILES	Pré-Moldada de Concreto
Seção Transversal (cm)		d = 53	d = 30	d = 50	d = 76	30 x 30	30 x 30	38 x 45
Comprimento (m)		25	26	40	25	7 - 17	9 - 16	24
Método de Instalação		Molde Pré- Cravado	Ponta Alargada e Lama Bentonítica	Ponta Alargada e Encamis.no Aterro	Cravada após Pré- escav. no Aterro	Cravada após Pré- escav. no Aterro	Cravada após Pré- escav. no Aterro	Cravada após Pré- escav. no Aterro
Tipo de Betume (PEN 250C)		20 / 30	80/100	80/100	60 / 70	60 / 70	80-100 RC-0 Cut Back	43 Special Grade
Espessura da Camada de Betume (cm)		1	0,12	0,12	0,15	0,12	0,12	1
Medições no Fuste	Estaca s/ Betume	70 - 80	120	300	180	31 a 40	31 a 40	160
	Estaca c/ Betume	5 - 7	10	15	3	10 a 33	20 a 42	
Redução em %		92	92	95	98	30 a 80	30 a 80	

De experiências anteriores, pode-se esperar um aumento de 10% a 20% nos custos da fundação com a utilização do betume, entretanto, devido à maior carga de trabalho que as estacas terão, este processo pode ser extremamente compensador.

BJERRUM, L. et al (1969), citam uma situação que o uso do betume reduziu em 10 km de estacas a fundação para uma fábrica.

- Utilização de fundações com características especiais.

TERZAGHI foi o primeiro a propor que no caso de grupos de estaca sujeitas a Atrito Negativo, o espaçamento entre elas deveria ser 2,5 vezes o diâmetro. Isto reduziria a área do terreno que sobrecarregaria a estaca. Uma distância menor seria incompatível com as exigências práticas.

Na HOLANDA recomenda-se o uso de estacas com seção transversal do fuste pequena em relação à ponta. Desta forma, a área de contacto lateral da estaca com o solo seria reduzida, enquanto que a capacidade de carga de ponta seria majorada proporcionalmente ao quadrado do raio da base.

CORREA, J.J. (1969) propõe uma estaca telescópica - fig.(III.11) - para terrenos sujeitos à subsidência quando um estrato resistente pode ser economicamente atingido pela ponta da estaca.

Em função da altura h do enchimento da estaca, a parte superior poderá se deslocar em relação à parte inferior quando o atrito estaca-enchimento for atingido. Desta forma se poderia compatibilizar o recalque do solo com a parte superior da estaca, não se transmitindo a ponta, sobrecargas além das que se deseje.

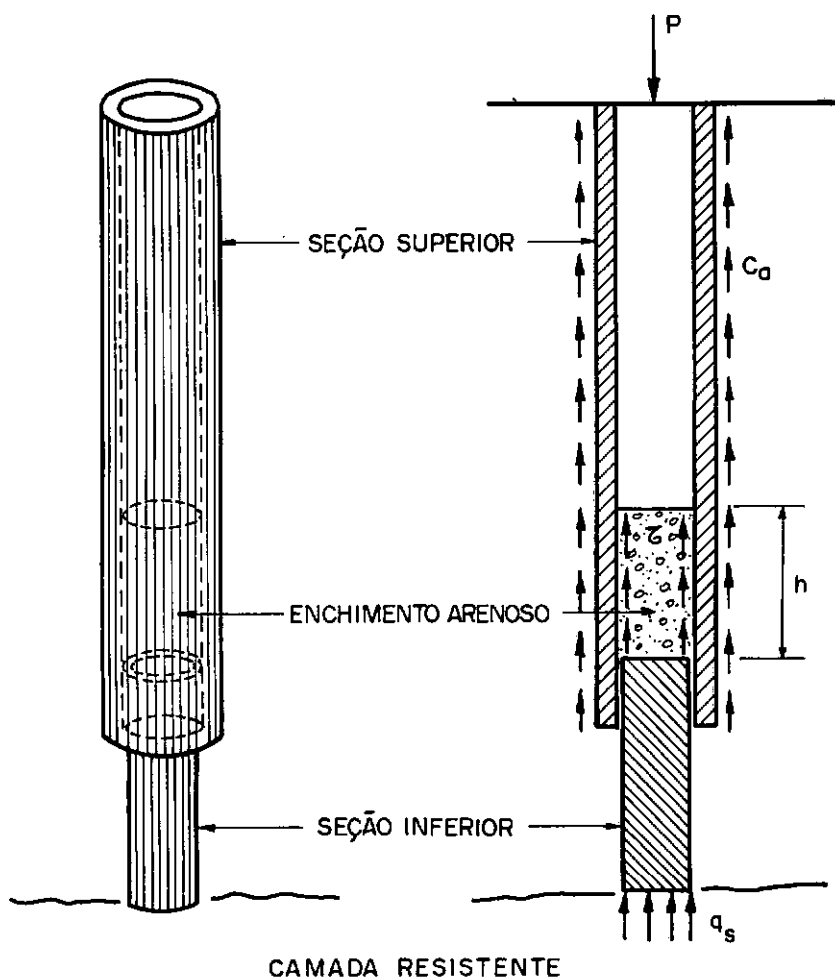


FIG. III. II — Perspectiva e seção longitudinal das estacas telescópicas (apud Correa , 1969).

- Utilização de estacas com o topo livre da placa de fundação ou do bloco.

A fig. (III.12) mostra um radier assente em terre no sujeito a subsidiência.

Neste terreno são cravadas estacas que atravessam livremente a placa de fundação.

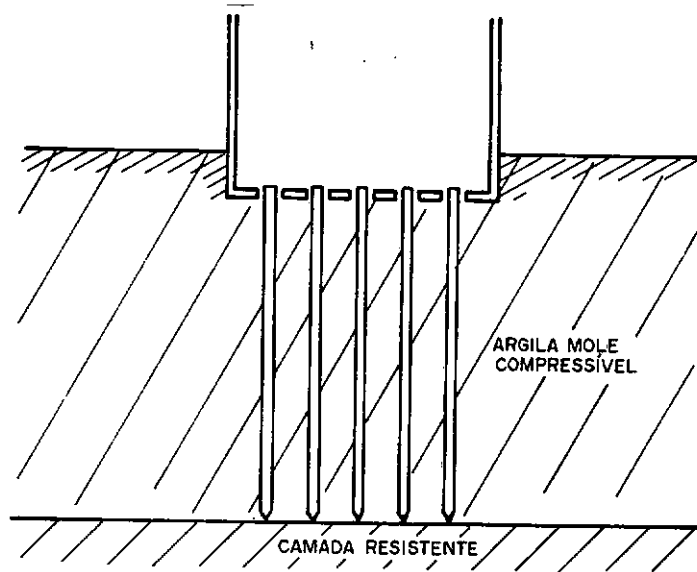


FIG. III. 12 – Estacas de ponta atravessando livremente o radier (apud Badillo e Rodriguez , 1976).

Nesta situação o radier carrega diretamente o solo que recalcará, sobrecarregando as estacas. Estas passam, então, a suportar parte da carga da estrutura com a correspondente diminuição das pressões efetivas no solo.

Assim, as estacas originalmente separadas da fundação chegam a trabalhar com cargas importantes fazendo, ainda, que os recalques da estrutura diminuam sensivelmente.

OKAB, T. (1977) propõe um tipo de bloco em que as

estacas internas trabalham engastadas no bloco e as externas têm seus deslocamentos verticais livres através do bloco - fig. (III.13).

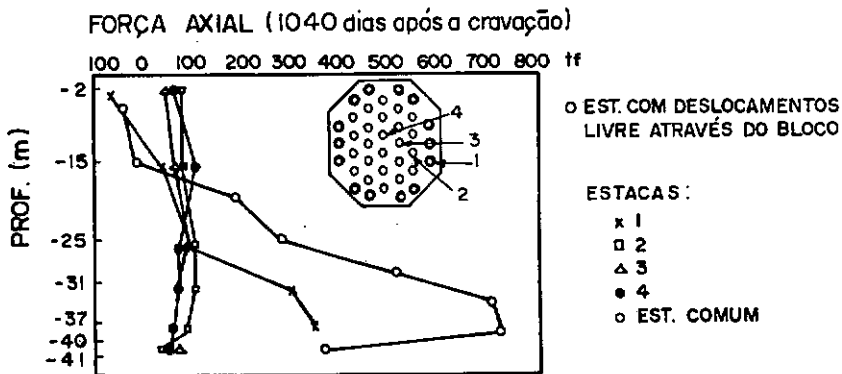


FIG. III.13 – Bloco para redução do atrito negativo (Okab, 1977).

Medições feitas em um grupo de estacas deste tipo, mostraram as estacas externas com uma sobrecarga de 340 tf de vida ao Atrito Negativo enquanto que nas estacas internas não surgiu nenhuma sobrecarga.

GONZALEZ FLORES, M. (1959) propôs o uso de estacas que permitissem controlar as cargas e os assentamentos da estrutura.

São, em essência, estacas de ponta que atravessam livremente a placa de fundação sendo, no entanto, solidarizadas à placa através de um mecanismo de transmissão de carga - fig. (III.14).

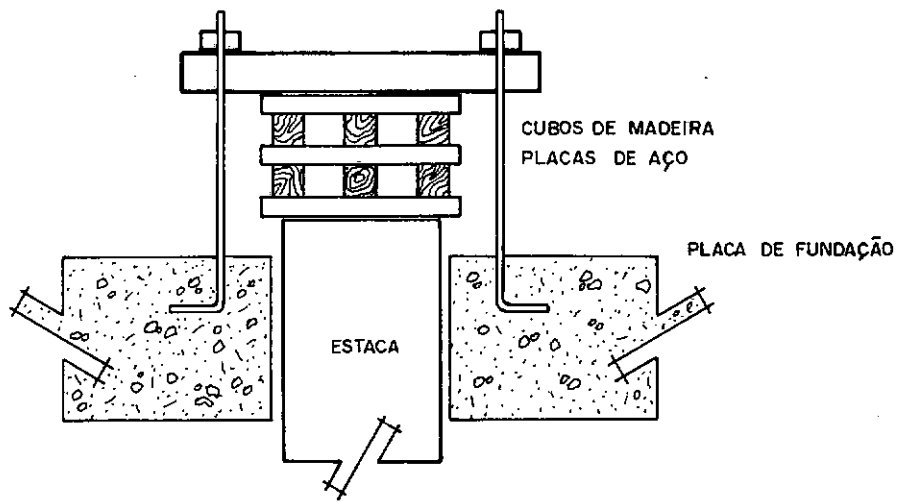


FIG. III.14 — Esquema do topo de uma estaca de controle (apud Gonzalez Flores, 1959).

A união entre a vigota de transmissão e o topo da estaca se estabelece com um dispositivo formado por superposição de sucessivas placas delgadas de aço e sistema de cubos pequenos de uma madeira com características tensão-deformação especiais.

O mecanismo tem como finalidade fazer trabalhar a estaca com a carga que se deseje. Cada cubo de madeira tem um gráfico tensão-deformação com um patamar de escoamento bem amplo - fig. (III.15) - quando se alcança a carga de escoamento plástico, previamente determinada, pode-se garantir que o cubo está transmitindo uma certa carga fixa à estaca.

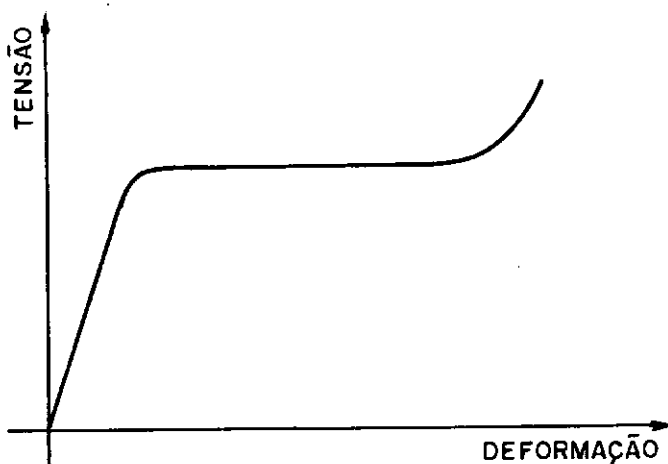


FIG. III.15 — Curva tensão-deformação obtida de um cubo de "Caobilla", utilizada nas estacas de controle (apud Badillo e Rodriguez, 1976).

Conhecida a carga que se deseje que atue na estaca, bastará determinar o número de cubos que tem que se colocar por camada entre as placas de aço.

Após um tempo, os cubos chegam ao limite de deformação plástica, momento em que se faz a troca dos mesmos.

O objetivo fundamental das estacas de controle é conseguir que a estrutura recalque simultaneamente com a superfície do solo.

A carga transmitida pela estrutura é tomada, parte pelo solo e parte pelas estacas. Se a estrutura tende a recalcar mais depressa, pode-se aumentar o número de cubos de forma que se alivia a carga transmitida ao solo e se diminui o recalque da estrutura. Da mesma forma se a estrutura recalca menos que o solo, diminui-se o número de cubos por camada, de modo que a estrutura transmita mais carga ao solo, o que acelerará os recalques.

CAPÍTULO IV - COMENTÁRIOS SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO

IV. COMENTÁRIOS SOBRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO

Existe um número razoável de métodos disponíveis para a previsão da sobrecarga devida ao Atrito Negativo. No entanto, a aplicação destes métodos leva, quase sempre, a resultados desiguais em face das diferenças dos modelos de cálculo.

Um modelo para cálculo do Atrito Negativo deve considerar:

- parâmetros de resistência do cisalhamento do solo na condição drenada;
- aplicação específica para estacas isoladas e grupos de estacas;
- para grupos de estacas, a área efetiva tributária à cada estaca;
- a localização do Ponto Neutro como função dos recalques relativos estaca-solo;
- a redução da capacidade de ponta da estaca;
- história do carregamento da estaca;
- os esforços cisalhantes mobilizados ao longo do fuste;

- evolução do Atrito Negativo com o tempo.

Torna-se muito difícil incluir todos esses fatores de uma forma correta por ser, praticamente, impossível um modelo matemático para representar a interação solo-estaca neste caso.

O fato de existir, relativamente, poucas pesquisas com estacas instrumentadas dificultam, enormemente, a aferição dos modelos criados.

Os fatores de mais difícil consideração são:

- evolução do Atrito Negativo com o tempo;
- história do carregamento das estacas.

O ponto mais importante, no entanto, para o cálculo do Atrito Negativo é a determinação correta das tensões cisalhantes ao longo do fuste que dependem, essencialmente, da distribuição das pressões horizontais efetivas.

O Quadro (IV.1) apresenta em ordem cronológica um resumo dos principais métodos de cálculo.

QUADRO (IV.1) - MÉTODOS DE CÁLCULO DO ATRITO NEGATIVO

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
TERZAGHI e PECK	1948	O Atrito Negativo é igual ao peso do aterro entre as estacas e a força cisalhante máx. na camada argilosa ao longo da superfície lateral do grupo		x		x		x	Resist. cis. da argila Espessura das camadas Massa esp. das camadas Fácil aplicação
MORETTO e BOLOGNESI	1959	O Atrito Negativo é igual a força cisalhante máxima na interface solo-estaca	x			x		x	Resist. cis. do solo Espessura das camadas Aplicação simples Só p/solos argilosos
BUISSON, AHU e HABIB	1960	O Atrito Negativo é igual a força cisalhante máxima na interface solo - estaca até o Ponto Neutro	x	x	x			x	Res. cis. amolgada Res. cis. não amolgada Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. obtido em prova de carga Exige execução de uma prova de carga Considera o alívio de pressões confin. na ponta da estaca Aplicação trabalhosa Só p/solos argilosos

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
ELMASRY	1963	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante máxima na interface solo-estaca	x			x		x	Aderência solo-estaca Espessura das camadas Massa esp. das camadas Massa esp. dos grãos Umidades das camadas Fácil aplicação Só p/solos argilosos
JOHANNESSEN e BJERRUM	1965	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante máxima na interface solo-estaca	x			x	x		Âng.de atr.est.-solo Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de emp. de terra Fácil aplicação Existe comprovação de seus resultados em est. instrumentadas
JOHNSON e KAVANAGH	1968	O Atrito Negativo é igual à força que provocaria o mesmo recalque por adensamento, ocorrido na camada argilosa	x			x	x		Recalques do terreno Índice de vazios inic. Índice de compressão Espessura das camadas Massa esp. das camadas Âng.de distribuição do Atr. Neg. no solo Aplicação trabalhosa Considera a mobilização não uniforme do Atr. Neg. no fuste

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
DE BEER e WALLAYS	1968	O Atrito Negativo é igual a parcela do peso do terreno que se transferiu para a estaca. Integração da solução de ZEEVAERT (1959)	x		x		x		Ângulo de Atrito Interno Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de empuxo de terra Admite o alívio das pressões confinantes da ponta da estaca Fácil aplicação
BOWLES	1968	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante máxima ao longo da superfície lateral do grupo e o peso total do solo no interior do grupo	x	x		x		x	Solos coesivos: Espessura das camadas Solos granulares: Coef. Atrito estaca-solo Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de emp. de terra Fácil aplicação

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
ENDO, MINOU, KAWASAKI e SHIBATA	1969	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante máxima na interface solo - estaca até o ponto neutro.	x		x		x		Ângulo atrito estaca-solo Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de empuxo de terra Coef. que depende da ponta da estaca Coef. função da profundidade do Ponto Neutro Fácil aplicação Existe comprovação de seus resultados em estacas instrumentadas
POULOS e MATTES	1969	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante máxima no plano de cisalhamento, admitindo compatibilidade de recalques est.-solo	x			x	x		Recalques no terreno Espessura das camadas Módulo de elasticidade do solo Coef. de Poisson do solo Fácil aplicação Com artifícios pode ser utilizado em grupos de estaca

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
ZEEVAERT	1972	O Atrito Negativo é igual à parcela do peso do terreno que se transfere para a estaca	x	x	x		x		Âng. Atr. Interno Âng. Atr. Estaca-solo Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de emp. de terra Aplicação demorada para grupos de estaca Considera o alívio das pressões confinantes na ponta da estaca Existe comprovação de seus resultados em estacas isoladas instrumentadas
SOARES	1974	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante mobilizada no plano de cisalhamento	x		x		x		Parâmetros de resistência obtidos em ensaios de cis. direto drenado Recalque do terreno Recalque da estaca Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de empuxo de terra Aplicação trabalhosa Utilizando resist. mobilizada

Método	Ano de Apres.	Proposição Básica de Cálculo	Campo de Aplicação		Admite o Ponto Neutro		Parâmetros de Resistência		Dados Necessários e Observações
			Estaca Isolada	Grupo de Estacas	Sim	Não	Drenadas	Não Drenadas	
KEZDI	1975	O Atrito Negativo é igual à força cisalhante mobilizada no plano de cisalhamento	x		x			x	Resistência ao cis. da argila Recalques do terreno Recalque da estaca Espessura das camadas Massa esp. das camadas Fácil aplicação Utiliza a resistência ao cis. mobilizada
POULOS e DAVIS	1975	O Atrito Negativo é igual a força cisalhante máxima na interface solo-estaca	x			x	x		Parâmetros de aderência e âng. de atrito estaca-solo Módulo de elast. da estaca Módulo de elast. do solo nas condições drenadas Espessura das camadas Massa esp. das camadas Coef. de empuxo de terra Coef. de adens. quando se quer Atrito Negativo x tempo Aplicação trabalhosa

TERZAGHI e PECK (1948) analisando ocorrência de Atrito Negativo na HOLANDA, propuseram um método de previsão para grupos de estaca que, até hoje, é recomendado por estudiosos tais como LOCHER (1965), WHITAKER (1970) e FELLENIUS (1971), embora BUISSON (1960) tenha considerado os resultados obtidos, com este método, muito elevados.

Pode-se questionar alguns pontos da proposição de TERZAGHI e PECK.

A fig. (IV.1) mostra uma situação típica.

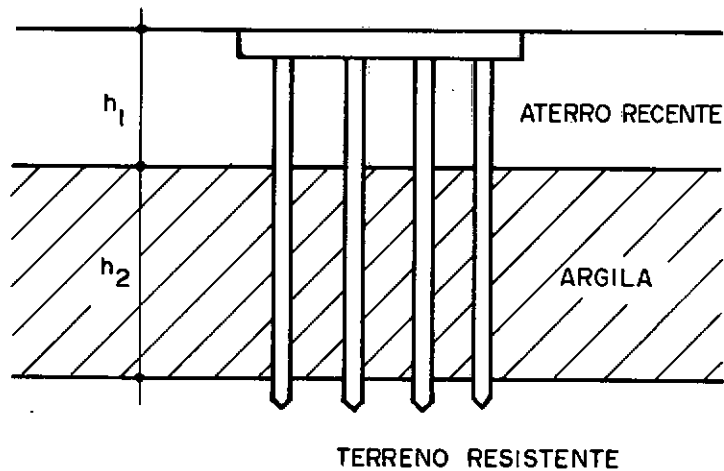


FIG. IV.1 – Bloco de estacas sujeito a atrito negativo.

No cálculo, os autores admitem que todo o peso do aterro entre as estacas do grupo é transferido para as próprias estacas.

Esta sugestão é muito conservativa porque, para que as estacas suportem o peso do aterro é imprescindível que ocorram recalques na camada de argila e para que estes recalques ocorram, a não ser no caso de argilas subadensadas, é também necessário que parte do peso do aterro seja suportado pela argila.

Embora TERZAGHI tenha sido o introdutor do conceito de Ponto Neutro, não o considera no seu método.

Os autores não levam em conta como parcela de Atrito Negativo o cisalhamento ao longo do perímetro do grupo na camada de aterro, o que não parece correto, uma vez que o aterro externo ao grupo acompanha o recalque da argila subjacente.

O autor sugere que os resultados obtidos com seu método devem ser encarados como um valor máximo do Atrito Negativo.

Em 1959, MORETTO e BOLOGNESI propõem que o Atrito Negativo seja calculado multiplicando-se a área do fuste da estaca pela resistência ao cisalhamento do solo.

Consideram uma mobilização completa da resistência ao cisalhamento não drenada ao longo de todo o fuste da estaca e não levam em conta o Ponto Neutro. Sua aplicação é prevista para estacas isoladas. A principal contribuição destes autores talvez tenha sido chamar atenção para o fato de que o Atrito Negativo depende do tempo.

BUISSON, AHU e HABIB (1960) discordaram das proposições de TERZAGHI e PECK e sugeriram um método que considera o Ponto Neutro, o alívio das pressões confinantes na ponta da estaca e, ainda, fornece o valor do recalque na estaca sob a carga de trabalho e a sobrecarga devida ao Atrito Negativo.

No método, admitem as seguintes hipóteses:

- a camada resistente onde se apoia a ponta da estaca é homogênea e limitada por um plano horizontal;
- acima desta camada o terreno circundante é compressível, de espessura constante e puramente coesivo;
- a estaca é do tipo cravada e as distâncias que as separam são, relativamente, pequenas em relação à espessura da camada compressível (da ordem de $1/3$ a $1/4$ desta) de tal forma que as pressões e deslocamentos possam ser considerados constantes em um plano horizontal qualquer;
- o terreno natural é carregado após a cravação das estacas por um aterro de espessura uniforme que se estende "infinitamente".

O método proposto exige a execução de uma prova de carga, o que restringe sua aplicação, no entanto, o desenvolvimento teórico do método parece bem realista.

O método, embora trate a estaca como isolada, pode ser utilizado para grupos de estaca desde que se delimite a área do terreno que influirá em cada estaca do grupo.

Em 1963, ELMASRY, M.A., baseado em estudos em modelos reduzidos onde variava a espessura, a massa específica, a

umidade e a sobrecarga em uma camada compressível na qual foram cravadas estacas instrumentadas, com 5 cm de diâmetro, apresentou uma formulação empírica para cálculo do Atrito Negativo em estaca isolada.

Esta fórmula foi usada por LOCHER, H.G. (1965) na fundação de uma ponte em uma rodovia na Suíça. Embora os resultados obtidos fossem, ainda, superiores aos de TERZAGHI, LOCHER os considerou satisfatórios, ponderando apenas que o método de ELMASRY só deve ser utilizado em siltes argilosos.

Embora de fácil aplicação, não se deve esquecer que a fórmula proposta por ELMASRY surgiu de medições feitas em um solo de KLOTEN - SUIÇA, seco em estufa, peneirado e misturado na proporção de 9 a 13% de argila, 31 a 35% de silte e 56% de areia.

Por isto mesmo é duvidosa a extrapolação dos resultados obtidos por ELMASRY, para solos naturais, em condições certamente diferentes das ensaiadas pelo autor.

Em 1965 o estudo do Atrito Negativo sofreu um grande avanço. JOHANNESSEN e BJERRUM publicaram o resultado de uma pesquisa na qual instrumentaram estacas de aço cravadas através de uma espessa camada de argila sobre a qual foi colocado um aterro de 10 m.

Suas conclusões são simples e muito usadas até hoje para previsões em estacas isoladas:

- quando o movimento relativo solo-estaca for, suficientemente grande, a aderência desenvolvida entre ambos é governada pela pressão efetiva horizontal (σ'_h) que atua na estaca.

Admitem que σ'_h é proporcional à pressão efetiva vertical (σ'_v) e que esta é pouco afetada pelo Atrito Negativo ao longo da estaca, o que não está de acordo com a proposição de ZEEVAERT, por exemplo.

Posteriormente, estas conclusões foram ratificadas por ENDO et al (1969) e INOUE et al (1977) baseados, também, em estacas instrumentadas sujeitas a Atrito Negativo.

BOZOZUK (1972) fez-lhe uma correção:

- a consideração da pressão efetiva horizontal variar, linearmente, com a profundidade ($\sigma'_h = K\sigma'_v$) é válida para o caso de uma sobrecarga uniforme e "infinita". Quando isto não ocorrer, a variação da pressão efetiva horizontal deverá ser calculada em função do tipo de carregamento.

Pode-se analisar isto para o caso de uma estaca no centro de um aterro de largura relativamente pequena colocado sobre uma camada de argila (Aterros de Encontro de Pontes).

No caso em questão a pressão horizontal atuante na estaca ao longo de z - fig. (IV.2) - será a soma de:

- a) as pressões horizontais atuantes antes da colocação do aterro devidas ao peso próprio das camadas (proporcionais a σ_v');
- b) o acréscimo de pressão devido à colocação do aterro;
- c) as pressões horizontais originadas dos recalques diferenciais do aterro, já que no centro os recalques serão maiores que na borda;
- d) caso a estaca tivesse sido cravada, haveria acréscimo na pressão horizontal devido ao deslocamento do solo (não considerado no exemplo).

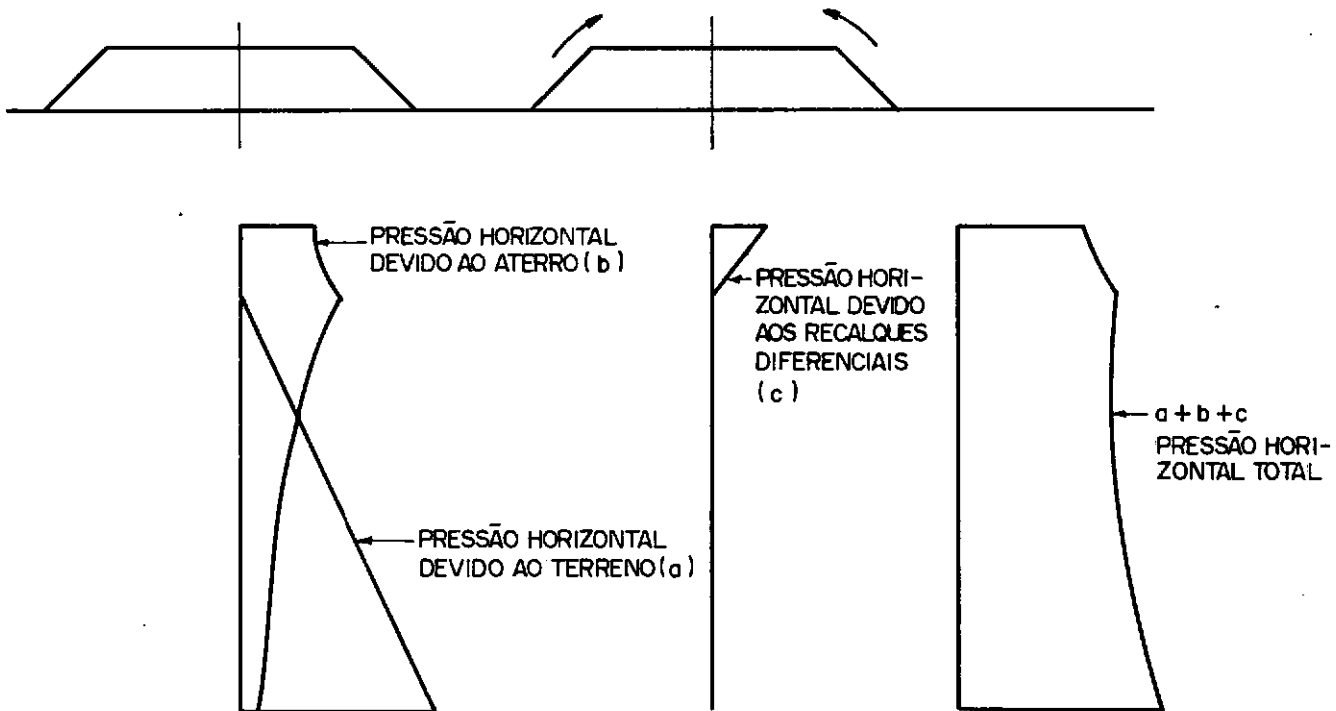


FIG. IV. 2 — Pressões horizontais em uma estaca em aterro de largura pequena (apud Bozozuk, 1972).

Já em 1959, ZEEVAERT apresentou um método de cálculo baseado em que a redução da pressão vertical do terreno quando ocorre Atrito Negativo é igual à sobrecarga criada na estaca. Posteriormente, o autor reviu sua proposição alterando-a significativamente no que se refere ao Ponto Neutro e à utilização para grupos de estaca (por isto será comentado à frente o método apresentado em 1972).

DE BEER e WALLAYS (1968), a partir das proposições de ZEEVAERT de 1959, desenvolveram gráficos que tornam o cálculo do Atrito Negativo bastante simples e com a vantagem de prever sua utilização também a grupos de estaca e caso de solos estratificados.

JOHNSON e KAVANAGH (1968) apresentam um processo de cálculo que admite a mobilização não uniforme do Atrito Negativo. Na parte superior da estaca esta mobilização será maior em decorrência de maiores deslocamentos. Na zona próxima à ponta da estaca a mobilização tenderia a zero já que os recalques relativos seriam praticamente nulos.

Admitem que a força de Atrito Negativo no fuste da estaca - que ocorre porque a estaca impede o recalque próximo à ela - é igual à força distribuída no solo que produziria o mesmo valor do recalque (ação igual à reação).

A sua aplicação exige que se estime o recalque que ocorreria na argila sem a estaca e, para isto, sugerem a Teoria Unidimensional do Adensamento de TERZAGHI.

No entanto, além de sua aplicação ser bastante de morada, a maior restrição a este método é que não leva em conta o diâmetro da estaca.

Os autores também propõem que o Atrito Negativo em uma estaca possa ser considerado igual à força necessária para arrancar a estaca do terreno.

A base desta consideração é que o Atrito Negativo resulta da tendência do solo mover-se para baixo em relação à es taca e, por isto, se teria um efeito similar se a estaca tendesse a se mover para cima em relação ao solo.

Não se deve perder de vista alguns inconvenientes deste processo:

- para se ter uma avaliação aceitável não bastaria apenas um ensaio de arrancamento e sim uma série deles;
- ter-se-ia que esperar um certo espaço de tempo após a cravação da estaca para que ocorresse o desenvolvimento completo da aderência estaca-so lo;
- há grande influência do tempo de duração do ensaio (i.e., velocidade de arrancamento) o que quase sempre mascara os resultados ;

- o estado de tensão do solo próximo à estaca em um ensaio de arrancamento é diferente do que se teria em um processo de carregamento da estaca pelo Atrito Negativo;
- não se poderia considerar o Ponto Neutro;
- no caso de grupos de estacas seria impraticável.

BOWLES (1968) apresenta sugestões para cálculo do Atrito Negativo em estacas isoladas e em grupos.

Basicamente admite as proposições de TERZAGHI no que diz respeito à transferência de todo o peso da estaca para o grupo de estaca, no entanto, não considera o Atrito Negativo induzido pelas camadas subjacentes ao aterro.

Analizando-se a fig. (IV.3), vê-se que para ocorrer Atrito Negativo na estaca na zona do aterro é necessário que este recalque. Para que estes recalques ocorram, principalmente no caso de aterros granulares, a camada subjacente ao aterro deve recalcar, o que faria que abaixo do aterro também houvesse mobilização de Atrito Negativo.

Como considerar esta parcela não está claramente exposto por BOWLES. Uma interpretação que parece correta foi dada às suas proposições no Anexo VIII.

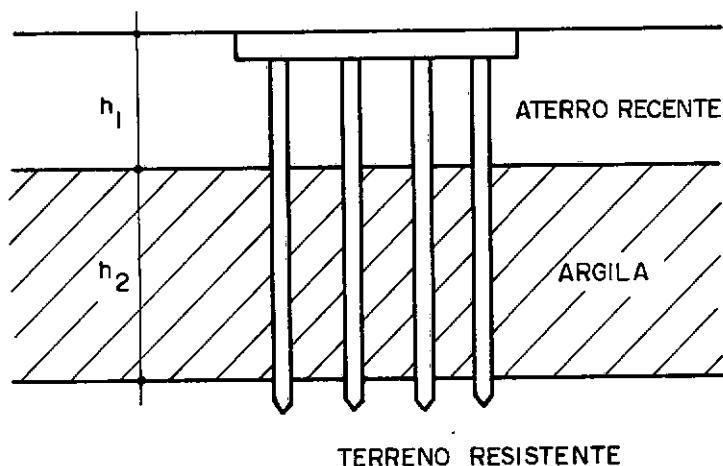


FIG. IV.3 - Bloco de estacas sujeito a atrito negativo.

Em 1969, ENDO et al, considerando os resultados de medições de Atrito Negativo em estacas instrumentadas, ratificam as proposições de JOHANNESSEN e BJERRUM.

Consideram, no entanto, o Ponto Neutro, apresentando sugestões para sua localização - (v. item (III.2)).

Também levam em conta o tipo de ponta da estaca, se aberta ou fechada.

Os autores admitem que a distribuição do Atrito Positivo abaixo do Ponto Neutro seja simétrica a do Atrito Negativo acima do Ponto Neutro.

Justificam esta consideração pelo fato das medições na ponta da estaca, em relativamente pouco tempo tornarem-se praticamente constantes a despeito de continuarem crescendo nas imediações do Ponto Neutro, o que mostra que estes aumentos são compensados por adicionais Atrito Positivo que surgem abaixo do Ponto Neutro.

Baseado nisto apresentam fórmulas para previsão do máximo Atrito Negativo que ocorre na estaca (nas imediações do Ponto Neutro) bem como da carga que chega na ponta.

A simplicidade de sua aplicação, bem como o fato de suas previsões terem sido comprovadas em estacas instrumentadas fazem que este seja um método dos mais utilizados.

POULOS e MATTES (1969) sugerem o uso da Teoria da Elasticidade para o cálculo do Atrito Negativo.

Levam em conta a compressibilidade da estaca, a compressibilidade do solo e a influência de uma camada rígida onde se apoia a ponta da estaca.

De acordo com os autores a solução para uma estaca isolada pode ser adaptada a grupos de estaca, desde que se considere o grupo, como uma estaca isolada de diâmetro igual a ele.

Admitem que as deformações necessárias para mobilizar completamente o Atrito Negativo ocorrem ao longo de todo o comprimento da estaca e não ultrapassam a fase elástica.

O inconveniente maior deste método é a dificuldade de se determinar corretamente alguns dados necessários para sua utilização, tais como: Módulo de Elasticidade do Solo, coefiente de Poisson e os recalques que deverão ocorrer no solo.

O fato de considerarem como rígida a camada que apoia a estaca pode levar a resultados exagerados.

ZEEVAERT (1972) apresentou um método que pode ser usado tanto para estacas isoladas quanto para grupos de estaca. É o modelo que tem um desenvolvimento mais completo, pois leva em conta, entre outras coisas, a redução da pressão vertical com a conseqüente diminuição da capacidade de ponta da estaca, o Ponto Neutro sendo função da penetração da estaca, o Atrito Positivo que se desenvolve abaixo do Ponto Neutro, a área do terreno que contribui para carregar cada estaca, a influência de uma estaca sobre a outra no caso de grupo e parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento.

Sua aplicação a uma estaca isolada sujeita a Atrito Negativo (ZEEVAERT - 1972) que havia sido instrumentada forneceu resultados satisfatórios.

A aplicação, no entanto, para grupos de estaca é bastante trabalhosa.

SOARES (1974) considera, para cálculo de Atrito Negativo numa estaca isolada, a resistência mobilizada ao longo do fuste.

Aceita as proposições de JOHANNESSEN e BJERRUM mas para a determinação das tensões cisalhantes do solo sugere a utilização de gráficos tensão-deformação obtidos em ensaios de cisalhamento direto drenado.

Necessita-se, no entanto, das previsões dos recalques do terreno e da estaca para determinar-se o Ponto Neutro e estas previsões podem ser uma fonte de erros.

KEZDI (1975) apresenta um método de cálculo para estaca isolada que, também, leva em conta a resistência mobili-
zada pelos deslocamentos relativos estaca-solo.

O processo de determinação do Ponto Neutro é idên-
tico ao de SOARES (1974).

O autor utiliza parâmetros não drenados de resis-
tência.

Como também é necessário prever-se o recalque da estaca e do solo, a crítica ao método de SOARES aplica-se, tam-
bém, a KEZDI.

POULOS e DAVIS (1975) apresentaram um procedimen-
to de cálculo para estacas isoladas que melhora o proposto por
POULOS e MATTES em 1969.

Admitem a possibilidade da não mobilização comple-
ta do Atrito Negativo ao longo do fuste da estaca.

Propõem fatores de correção tanto para situação ci-
tada acima como para o caso da estaca ser cravada após decorrido
um certo tempo da colocação do aterro na superfície do terreno
compressível. O método também estima o deslocamento do topo da
estaca devido à compressão elástica do material face às sobrecar-
gas.

A difícil determinação do Módulo de Elasticidade
do solo, necessária à aplicação do método pode levar a erros con-

sideráveis.

Os resultados obtidos com este método podem superestimar em demasia o Atrito Negativo quando a camada de apoio da ponta da estaca não puder ser considerada como rígida.

CAPÍTULO V - APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

V. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

Como foi explicado no Capítulo I, a aplicação dos métodos será feita a duas situações distintas:

- Caso I - Os recalque na camada argilosa foram provocados, principalmente, pelo subadensamento natural da argila e pela colocação de um aterro na superfície.

- Caso II - Os recalques surgiram pelo alívio do lençol freático feito para se poder executar uma escavação.

V.1 - Apresentação do Caso I

Este caso foi retirado do trabalho de BUISSON, H., AHU, J. e HABIB, P. (1960) e é apresentado na fig.(V.1).

V.2 - Apresentação do Caso II

Corresponde a um caso típico da construção de METRÔS e sua situação é mostrada na fig.(V.2).

O edifício em questão teve sua construção iniciada em 1965. Sua fundação é em estacas tipo FRANKI, isoladas e em grupos, com diâmetros de fuste de 0,4 m, 0,52 m e 0,60 m. Encontra-se a uma distância em torno de 6,0 m da vala do METRÔ, e durante a execução destas escavações foi necessário um alívio no lençol freático inferior - em média 11,0 m, no período 28/05/76 a 28/06/77 - o que provocou o adensamento da camada argilosa propi

PROF (m)

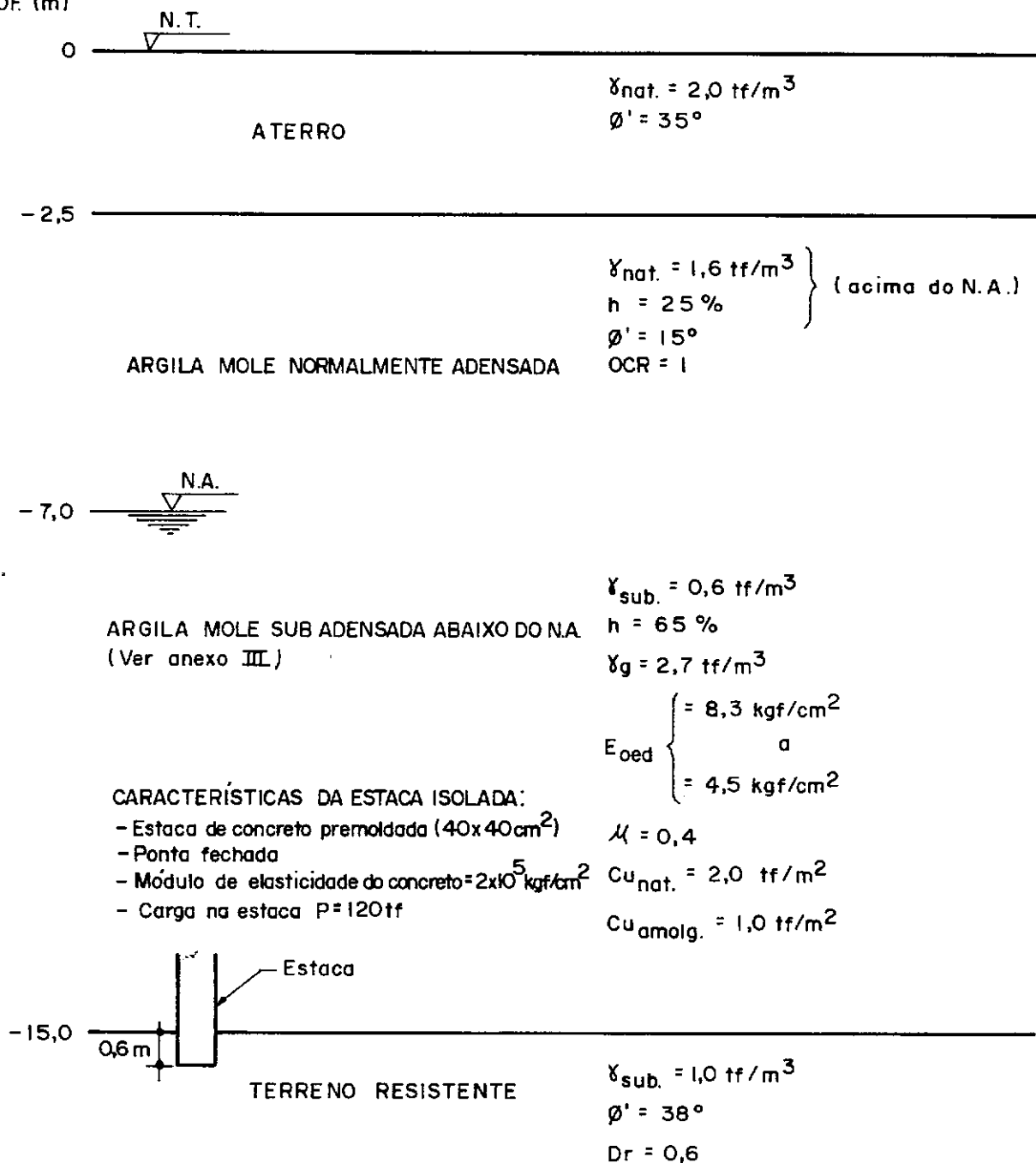


FIG.V.1 - Perfil do terreno - Caso I. Obtido de Buisson et al (1960)

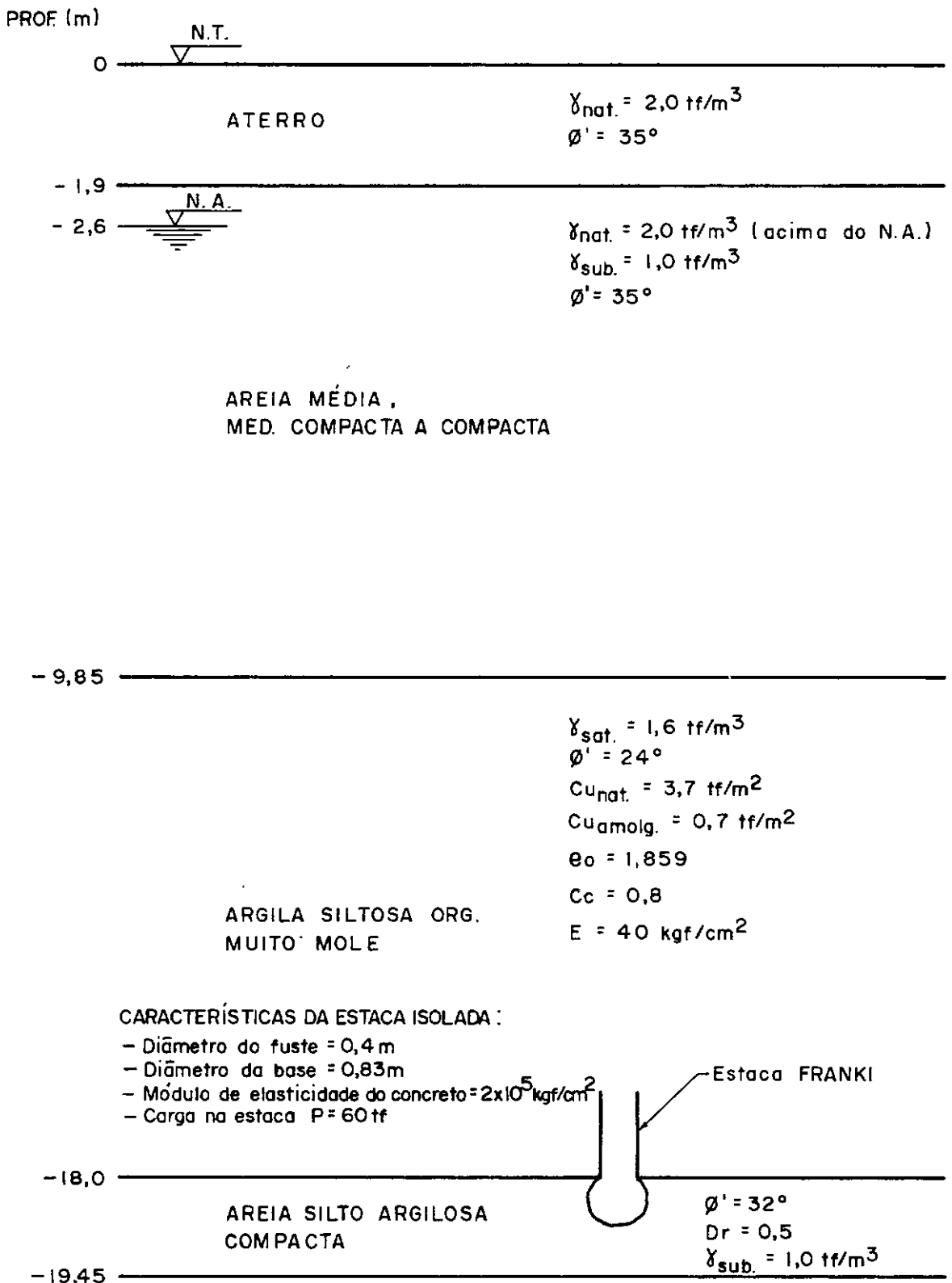


FIG. V.2 – Perfil do terreno – Caso II. Obtido da sondagem A 226 – Investigações geotécnicas – Metrô – RJ

ciando o aparecimento do Atrito Negativo nas estacas.

Decorrido curto tempo após o alívio do lençol, surgiram, neste prédio, danos estruturais decorrentes de recalques diferenciais incompatíveis com a supra-estrutura.

Foram escolhidos para o estudo um pilar assente sobre o bloco de 6 estacas para aplicação dos métodos previstos para grupos de estaca e um pilar assente em uma estaca isolada para utilização dos métodos previstos para esta situação que não puderam ser aplicada ao Caso I por falta de dados.

Tassômetros rasos e profundos e pinos de recalques no pilar isolado, forneceram os deslocamentos verticais ocorridos no terreno e na estaca.

Após aplicação dos métodos (apresentados com detalhes nos ANEXOS) montou-se os QUADROS DE RESULTADOS a seguir.

CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS DO GRUPO:

- Diâmetro do fuste = 0,6 m
- Diâmetro da base = 0,95 m
- Módulo de elasticidade do concreto = $2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- Carga em cada estaca $P = 150 \text{ tf}$

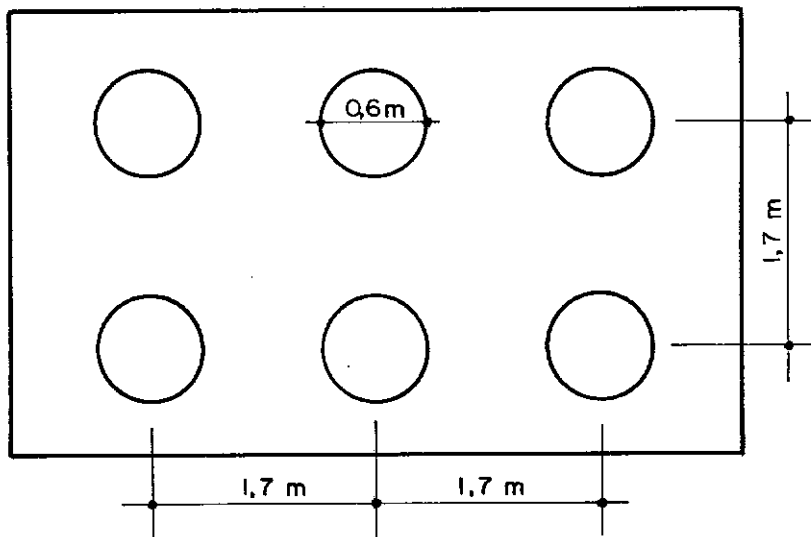


FIG. V.3 — Bloco de estaca — Caso II.

QUADRO (V.1) - CASO I - ESTACA ISOLADA

- Atrito Negativo Calculado (tf) -

<div>Métodos</div> <div>Camadas</div>	MORETTO e BOLOGNESI 1959	BUISSON et al 1960	ELMASRY 1963	DE BEER e WALLAYS 1968	BOWLES 1968	ENDO et al 1969	ZEEVAERT 1972	POULOS e DAVIS 1975
Aterro Arenoso 0-2,5m		3		2,2	3	3	2,5	3
Argila 2,5-15,0m	40	31,4	51,5	37,1	40	30,7	33,9	44

QUADRO (V.2) - CASO II - ESTACA ISOLADA

- Atrito Negativo Calculado (tf) -

Métodos Camadas	JOHNSON e KAVANAGH 1968	POULOS e MATTESS 1969	SOARES 1974	KEZDI 1975
Areia 0-9,85			11,7	
Argila 9,85-18,0	0,02	34,6	2,1	2,6

QUADRO (V.3) - CASO II - ESTACA EM GRUPO

- Atrito Negativo Calculado (tf) -

Métodos Camadas	TERZAGHI e PECK 1948	DE BEER e WALLAIS 1968		BOWLES 1968	ZEEVAERT 1972	
		Central	Canto		Central	Canto
Areia 0-9,85	19,1	16,4	17,9	38,2	27,5	32
Argila 9,85-18,0	63,3	19,3	24,3	70,8	21,5	36

V.3 - Comentários Sobre os Resultados

- Estacas Isoladas

No Caso I - Estaca Isolada - Os recalques relativos estaca-solo foram suficientes para mobilizar toda a resistência ao cisalhamento ao longo da zona que ocorre Atrito Negativo.

Como os métodos utilizados no Caso I admitem este fato os resultados foram todos compatíveis. Isto não ocorreu no Caso II - estaca isolada.

Neste, percebe-se que o valor obtido pelo método de POULOS e MATTES (1969) é muito superior aos outros. Isto explica-se pelo fato deste método considerar que as deformações necessárias para mobilizar, completamente, o Atrito Negativo, ocorrem ao longo de todo o comprimento da estaca. Isto, possivelmente, não ocorreu.

SOARES (1976) e KEZDI (1975) mostraram respostas praticamente iguais, e bem menores que as de POULOS e MATTES. Isto é bastante sugestivo, pois SOARES e KEZDI preveem a utilização da resistência ao cisalhamento realmente mobilizado ao longo do fuste da estaca.

Um indício muito forte de que as previsões de SOARES e KEZDI estão corretas é que os recalques diferenciais entre o pilar que se apoiava na estaca isolada e o pilar contíguo que

se apoiava no grupo de estacas, foram de tal ordem que as janelas corrediças da sobreloja ficaram impossibilitadas de deslizar, visualmente se percebendo que o grupo de estaca recalcara muito mais que a estaca isolada, o que dificilmente ocorreria se, nesta última, houvesse atuado uma sobrecarga da ordem de 34,6 tf como previsto pelo método de POULOS e MATTES.

O resultado obtido com o método de JOHNSON e KAVANAGH (1963) é muito baixo. Aparentemente, este método leva a previsões deste tipo pois no exemplo apresentado pelos autores uma camada de argila de 9,0 m de espessura, sobre a qual se coloca um aterro que provocou um recalque de 32 m no terreno, induziu em uma estaca de ponta cravada no local, uma sobrecarga de apenas 3,8 tf.

- Grupo de Estaca

Os métodos de TERZAGHI e PECK (1948) e BOWLES (1968) resultaram em valores muito elevados. Devem ser considerados como limite superior do Atrito Negativo já que além do cisalhamento ao longo do perímetro do grupo consideram que todo o peso do aterro entre estacas transfere-se para estas.

Os métodos de DE BEER e WALLAIS (1968) e o de ZEEVAERT (1972) que partem de hipóteses mais realísticas, certamente, estão mais próximos do ocorrido em campo.

CAPÍTULO VI - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

VI. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

As proposições de ENDO et al (1969) quanto ao Ponto Neutro são muito interessantes, no entanto, não devem ser generalizadas no que diz respeito à sua localização ($0,73 < \beta < 0,78$), já que o fator que mais influi na profundidade do Ponto Neutro é a resistência do terreno que se apoia à ponta da estaca - BOZUZUK (1972) e OKAB (1977). Analisando-se o mecanismo de desenvolvimento do Atrito Negativo pode-se, ainda, concluir que, para previsões de recalques de estacas sujeitas a esta sobrecarga, o Ponto Neutro deve ser admitido na ponta da estaca ($\beta = 1$), isto porque, a condição imprescindível para que exista, é que a estaca recalque. Calculando-se o Atrito Negativo no Ponto Neutro com $\beta \neq 1$ e com este valor estimar-se o recalque da estaca, não se estará levando em conta os recalques já ocorridos para o Ponto Neutro se situar acima da ponta.

O Atrito Negativo deve ser analisado, principalmente, como um problema de recalques, pois, a não ser que ocorra a ruptura estrutural da estaca, não ocorrerá o colapso da fundação e sim recalques que podem se tornar incompatíveis com a supra-estrutura.

Da evolução do Atrito Negativo x tempo, pode-se concluir que enquanto os recalques relativos solo-estaca não cessarem, a estaca penetrará continuamente no terreno até que sua capacidade de ponta (incluindo aí o Atrito Positivo próximo à ponta) seja superior à carga que atua no topo da estaca mais o máximo Atrito Negativo que possa se desenvolver ao longo do fuste.

Não se tem respostas conclusivas sobre o tempo de atuação do Atrito Negativo em uma estaca. BJERRUM e JOHANNESSEN em comunicação oral a CRAWFORD (1969) afirmaram que em estacas cravadas em 1962 estava ainda atuando Atrito Negativo em 1968 (época do comunicado).

Na maioria das vezes, no entanto, é irrelevante questionar a desmobilização ou não do Atrito Negativo com o tempo. É pouco importante saber se nas estacas atuará uma sobrecarga por 5 ou 10 anos, o que importa é que o projeto desta estaca deverá considerá-la para ser seguro, principalmente no que diz respeito a recalques.

No que se refere a estacas inclinadas a observação de FELLENIUS (1971) deve ser levada em conta: "quando se espera grandes recalques no terreno, estacas inclinadas devem ser evitadas". Ao mesmo tempo, há poucos indícios que comprovem o ponto de vista do mesmo autor quando sugere que estacas com inclinação de 1:8, poderem ser tratadas como verticais no que concerne ao Atrito Negativo. KOERNER (1972) em medições de modelos reduzidos mostra um sensível aumento da sobrecarga devida ao Atrito Negativo para estacas com inclinação 1:8 em relação a estacas verticais.

Para o projeto de fundações sujeitas a Atrito Negativo deve-se destacar a inutilidade de provas de carga executadas nas estacas (a não ser que se pretenda utilizar o método de BUISSON et al (1960) para sua previsão) uma vez que o mecanismo de transferência de carga que ocorre na prova não será, em nada, semelhante à situação real.

É, também, importante distinguir a causa que provocará o Atrito Negativo.

Se este surge do amolgamento devido à cravação, deve-se estudar a sensibilidade das camadas argilosas envolvidas. Se forem muito sensíveis, leva-se em conta o Atrito Negativo sabendo-se, no entanto, que não pode ultrapassar o peso do solo amolgado, caso contrário poderá não ser considerado.

Quando o Atrito Negativo é causado por subsidência do terreno que envolve a estaca, deverá sempre ser considerado em face das altas sobrecargas que podem surgir. Para estimá-las, se deve tratar de forma distinta estacas isoladas e grupos de estacas. Não se deve calcular o AN de uma estaca do grupo a considerando isolada e multiplicar o valor encontrada pelo número de estacas. Isto poderá levar a uma previsão muito exagerada.

Dos métodos propostos para estacas isoladas sugere-se os de JOHANNESSEN e BJERRUM (1965) e o de ZEEVAERT (1972). Estes métodos, além da fácil aplicação, mostraram a validade de seus resultados em comparações feitas a estacas instrumentadas. Os métodos de SOARES (1974) e KEZDI (1975), principalmente quando não se espera mobilização completa da resistência ao cisalhamento ao longo do fuste, poderão ser usados com vantagens.

Levando em conta que o Atrito Negativo é, quase sempre, um produto de recalques por adensamento ao longo do tempo, de solos compressíveis, os parâmetros de resistência envolvi

dos devem ser obtidos em ensaios de cisalhamento direto drenados, pois estas representariam melhor a situação de campo.

Para grupos de estaca sugere-se o método de ZEEVAERT (1972) face às considerações feitas pelo autor para sua dedução. Embora sua aplicação seja demorada, a possibilidade de utilização de programas feitos para mini-calculadoras reduzem, sensivelmente, o tempo de cálculo.

Para se levar em conta a sobrecarga devida a Atrito Negativo nas fundações, as proposições de HORVART e VAN DER VEEN (1977) para cargas permanentes podem ser consideradas aceitáveis desde que se atenda à exigência do autor no que se refere ao acompanhamento do projeto.

Para cargas transientes a análise feita por FELLENIUS (1971) é, até hoje, o que de melhor se tem sobre o assunto, no entanto, é indispensável o desenvolvimento de mais pesquisas para a verificação dos coeficientes de segurança parciais usados pelo autor.

Nota-se, na bibliografia estudada, a escassez de pesquisas, principalmente com objetivo de observar o desenvolvimento do Atrito Negativo em obras. Percebe-se, ainda, que algumas pesquisas de campo, forneceram, claramente, menos informações que outras, em condições semelhantes. Isto, geralmente, está mais relacionado ao melhor planejamento da pesquisa do que ao seu custo. A sugestão que se faz é que se inicie uma pesquisa de campo a partir de modelos reduzidos de confecção simples. As informações qualitativas obtidas nesta primeira fase serviriam, certa

mente, para direcionar a instrumentação no modelo em escala natural, poupando-se, muitas vezes, desperdício de tempo e dinheiro.

Quando se deseja diminuir o Atrito Negativo em estacas, a utilização de betume pode levar à redução de até 90% desta sobrecarga, acarretando considerável economia nas fundações. BJERRUM et al (1969) reduziram em 10 km o estaqueamento necessário à fundação de uma fábrica com a utilização deste material. No Brasil a obra do Porto do Rio Grande (RS) utilizou este processo.

Ainda quanto à redução do Atrito Negativo, embora baseado em apenas uma instrumentação em grupos de estaca, o tipo de bloco de fundação proposto por OKAB (1977) é muito promissor. Pesquisas em modelos reduzidos podem contribuir para uma avaliação melhor da eficiência do processo.

Finalmente, quando os efeitos do Atrito Negativo na fundação já tenham provocado recalques diferenciais exagerados que afetem até a verticalidade do edifício, as estacas de controle de GONZÁLEZ FLORES (1959) podem ser a solução, bastando, para isto, se fazer a transformação da estaca comum do edifício em uma estaca de controle.

Este processo já foi usado com sucesso em várias situações deste tipo na Cidade do México.

ANEXO - I

MÉTODO DE TERZAGHI, K. e PECK, R.B. - 1948

I.1 - Apresentação

Considere-se a Fig. (AI.1)

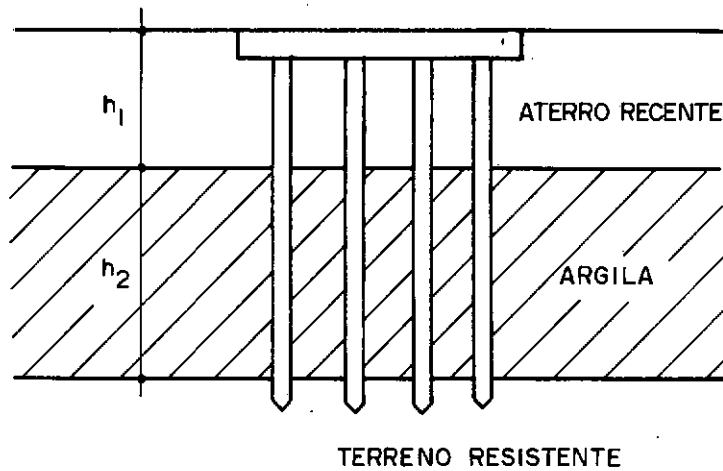


FIG. A I.1 – Bloco de estacas sujeito a atrito negativo.

Os autores admitem que após a cravação das estacas o material de aterro situado na parte superior do grupo de estaca não pode mais recalcar livremente pois seu movimento para baixo é resistido pelo atrito lateral entre o aterro e as estacas. Um movimento imperceptível do aterro em relação às estacas é suficiente para lhes transmitir o peso de todo o aterro situado dentro do grupo. Se A - Fig. (AI.2) - representa a área de uma seção horizontal incluída dentro do limite do grupo de estacas, h_1 a espessura da camada de aterro e γ sua massa específica, a carga Q' que atua em cada estaca devido ao peso do aterro dentro do grupo é:

$$Q' = \frac{A \times h_1 \times \gamma}{n} \quad (I.1)$$

sendo n = número de estacas.

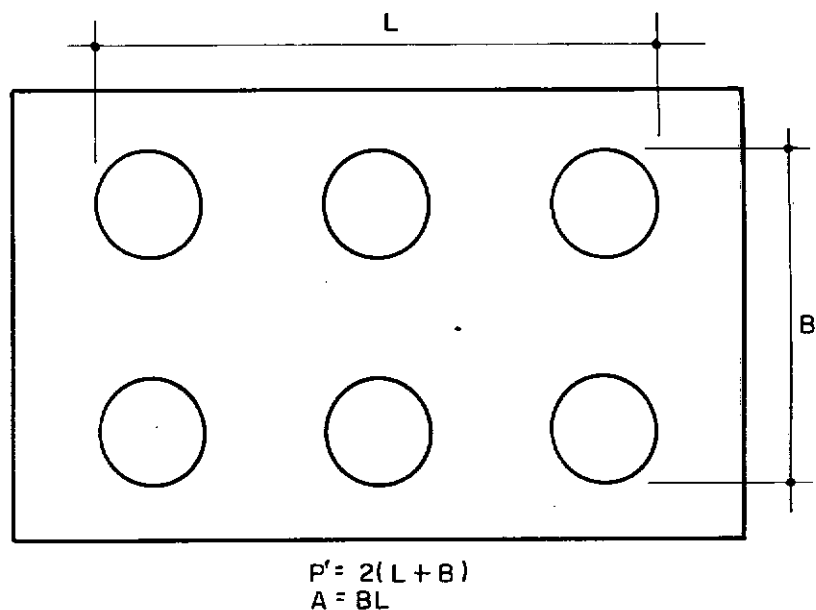


FIG. A I.2 – Área e perímetro do bloco a ser considerado no método de Terzaghi e Peck, 1948.

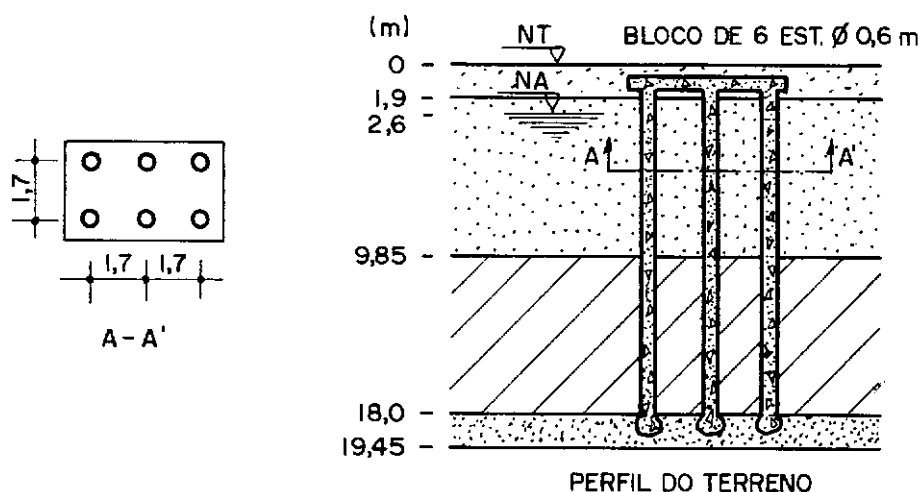
Nos espaços entre grupos, o peso do aterro produz recalques progressivos. Se o grupo consiste, de estacas de ponta, estas não participam do movimento para baixo, e como consequência, o solo que circunda o grupo, desce em relação a ele e tende a arrastá-lo.

Esta força cresce a medida que se processa o adensamento da argila e depende dos recalques da superfície da argila. Ela é quase zero para recalques muito pequenos, cresce com os recalques e não pode tornar-se maior que o produto da espessura h_2 da camada de argila pelo perímetro p' do grupo e pela resistência média ao cisalhamento (σ_m) da argila. Tem-se então:

$$Q'' = \frac{p' \times h_2 \times \sigma_m}{n} \quad (I.2)$$

O valor real de Q'' se situa entre zero e Q''_{\max} e o valor total do atrito negativo em cada estaca seria, de acordo com os autores:

$$AN = Q' + Q''$$



$$Q' = \frac{A \cdot h_1 \cdot \gamma}{n}$$

$$Q' = \frac{9,2 \cdot (2,6 \cdot 2 + 7,25 \cdot 1)}{6} = 19,1 \text{ tf}$$

$$Q'' = \frac{p' \cdot h_2 \cdot \sigma_m}{n}$$

$$Q'' = \frac{12,6 \cdot 8,15 \cdot 3,7}{6} = 63,3 \text{ tf}$$

$$AN_{\max} = 82,4 \text{ tf/por estaca}$$

QUADRO (I . I) — APLICAÇÃO DO MÉTODO AO CASO II
Método de Terzaghi

ANEXO - II

MÉTODO DE MORETTO E BOLOGNESI (1959)

II.1-Apresentação

Os autores sugerem que o Atrito Negativo em estacas é igual a área lateral da estaca multiplicado pela resistência ao cisalhamento do terreno compressível.

$$AN = S \times \sigma$$

onde

S = área lateral da estaca

σ = resistência ao cisalhamento inicial do solo

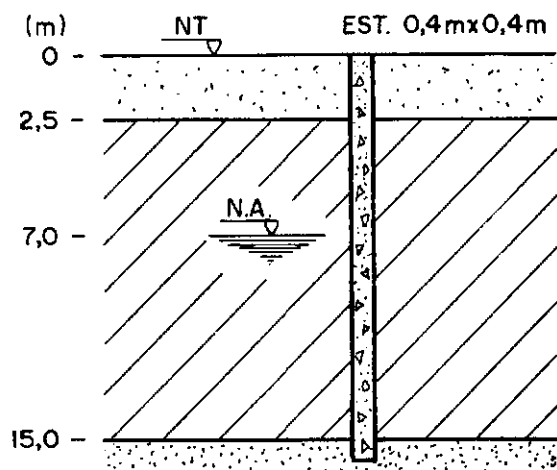
BADILLO (1972) sugere que um valor máximo do Atrito Negativo seria considerar-se a resistência ao cisalhamento da argila igual a coesão não drenada do solo.

Pode-se no entanto considerar esta resistência igual a aderência solo-estaca e para isto utilizar-se do Quadro (II.1) proposto por TOMLINSON (1957).

Em casos onde o Atrito Negativo é devido somente ao amolgamento causado pela cravação da estaca esta sobrecarga não pode exceder o peso do volume de solo amolgado uma vez que apenas este volume é que está sujeito a recalques.

QUADRO (II.1) - VALORES DE ADERÊNCIA SOLO-ESTACA (Apud TOMLINSON, 1957)

TIPO DA ESTACA	CONSISTÊNCIA DA ARGILA	SPT	COESÃO		ADERÊNCIA	
			psf	tf/m ²	psf	tf/m ²
Madeira ou Concreto	muito mole	0 - 2	0 - 250	0 - 1,22	0 - 250	0 - 1,22
	mole	2 - 5	250 - 500	1,22 - 2,44	250 - 480	1,22 - 2,34
	média	5 - 10	500 - 1000	2,44 - 4,88	480 - 750	2,34 - 3,66
	rija	10 - 20	1000 - 2000	4,88 - 9,76	750 - 950	3,66 - 4,64
	muito rija	20 - 40	2000 - 4000	9,76 - 19,53	950 - 1300	4,64 - 6,34
Aço	muito mole	0 - 2	0 - 250	0 - 1,22	0 - 250	0 - 1,22
	mole	2 - 5	250 - 500	1,22 - 2,44	250 - 500	1,22 - 2,25
	média	5 - 10	500 - 1000	2,44 - 4,88	500 - 700	2,25 - 3,42
	rija	10 - 20	1000 - 2000	4,88 - 9,76	700 - 720	3,42 - 3,52
	muito rija	20 - 40	2000 - 4000	9,76 - 19,53	720 - 750	3,52 - 3,66



$$AN = S \cdot \tau$$

admitindo $\tau = c_u$

$$AN = 1,6 \cdot 12,5 \cdot 2$$

$$AN = 40 \text{ tf}$$

QUADRO (II . I) – APLICAÇÃO DO MÉTODO AO CASO I
Método de Moretto e Bolognesi

ANEXO III - MÉTODO DE BUISSON, M., AHU, J. E
HABIB, P. (1960)

III.1 - Apresentação

Da fig. (A.III.1) tira-se, a partir das condições de equilíbrio vertical:

$$P + r + \rho_f \times \ell \times z - \rho_f \times \ell \times (h - z) = Q_z \quad (\text{III.1})$$

onde:

P = carga que a estaca recebe da construção (incluindo o peso próprio).

r = sobrecarga de Atrito Negativo ao longo da espessura do aterro.

ρ_f = resistência ao cisalhamento do solo compressível não amolgado.

ℓ = perímetro da estaca.

z = altura a partir da superfície do terreno natural (sem o aterro), onde ocorre Atrito Negativo.

h = espessura da camada compressível.

Q_z = reação oposta pelo terreno resistente - (atrito positivo + resistência de ponta) - na estaca quando estiver atuando Atrito Negativo ao longo de z .

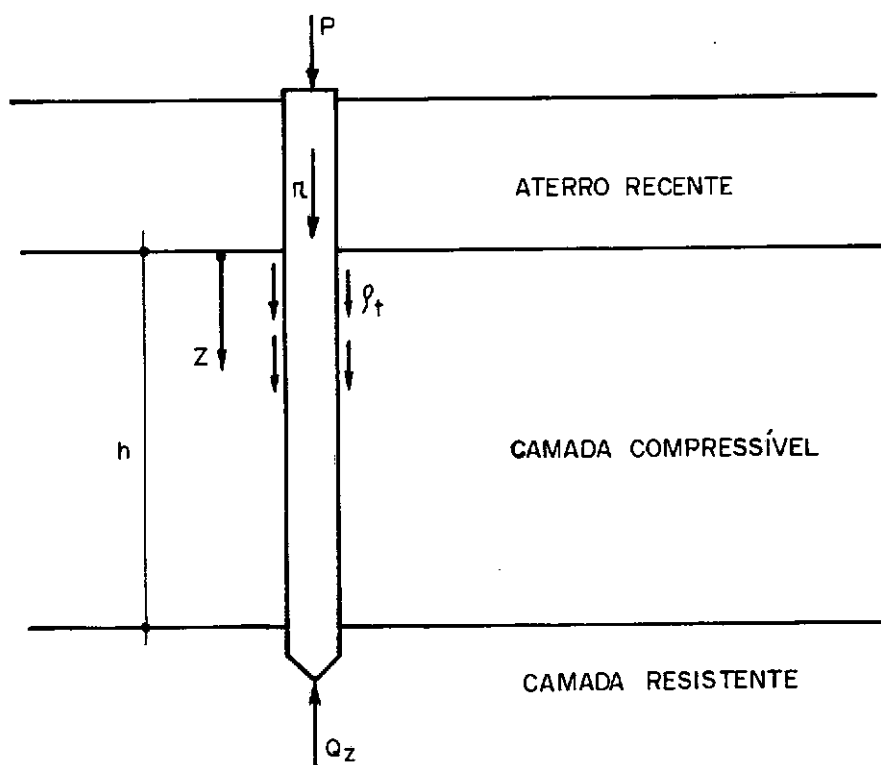


FIG. A III.1 - Estaca isolada sujeita a atrito negativo.

Tem-se, então:

$$P + r + p_f \times l \times (h - 2z) = Q_z \quad (\text{III.2})$$

Nesta equação são conhecidos " P " e " l "; h pode ser obtido de sondagens; p_f pode ser determinado em laboratório; r pode ser avaliado em função das características do aterro. Tem-se, então, duas incógnitas: " z " e Q_z . Logo, uma segunda equação é necessária. Pode-se obtê-la, considerando que a penetração da estaca é igual ao recalque do terreno ao nível do Ponto Neutro.

Para isto, deve-se traçar duas curvas - figura (A.III.2).

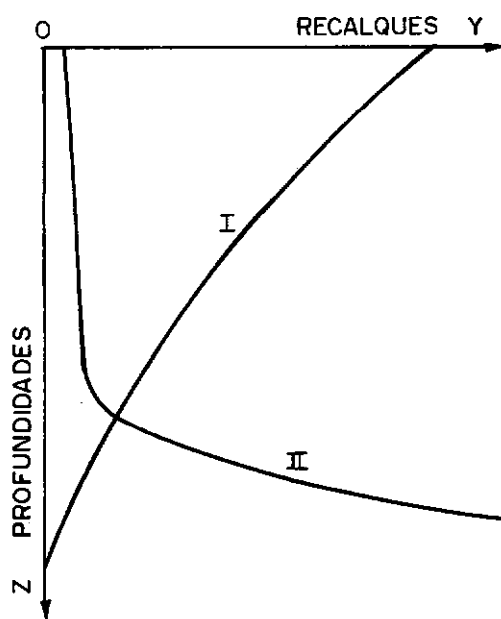


FIG.A III.2— Curva I - Recalque do terreno e Curva II - Recalque da estaca, variando com o ponto neutro.

A curva I representa o recalque final de um ponto do terreno situado a uma profundidade z , sendo z a variável independente. Para traçá-la escolhe-se um valor arbitrário de z . A localização de z determina as forças de atrito (positivo e negativo) que se desenvolvem no contacto solo-estaca. Será, então, possível calcular o recalque final do solo em cada ponto, sendo conhecida a pressão inicial que atuava no solo e sua compressibilidade, i.é., para um ponto de profundidade z ocorre um recalque y . Esta curva representa y quando z varia.

A curva II representa a penetração da estaca sob a carga P , quando o Atrito Negativo atue até a profundidade z , sendo também z a variável independente.

O ponto de interseção das duas curvas fornece, no eixo das ordenadas a profundidade que se estabiliza o Ponto Neu-

tro e no eixo das abcissas a penetração da estaca.

Para o traçado da curva II, usa-se a expressão:

$$Q_z = S K \left[\delta_1 \times h + \delta_2 \times t + q - r + \frac{\rho_f + \ell \times z}{A} + \frac{\rho_f \times \ell \times (h - z)}{A} \right] \quad (\text{III.3})$$

onde:

S = área da ponta da estaca.

K = coeficiente admitido função unicamente da penetração da estaca (K independente de z), obtido através de uma prova de carga efetuada antes da colocação do aterro.

O termo no interior dos colchetes representa a pressão vertical atuante no nível da ponta da estaca, onde:

δ_1 = massa específica aparente da camada compressível. Se forem camadas diferentes, usar uma massa específica aparente ponderada, levando em conta a espessura de cada camada:

$$\delta h = \delta_1 \times h_1 + \delta_2 \times h_2 + \dots + \delta_n \times h_n$$

δ_2 = massa específica do terreno resistente.

t = comprimento da estaca no terreno resistente.

q = sobrecarga devida ao aterro.

A = área tributária de cada estaca - v.item (III.4)

III.2 - Aplicação do Método ao Caso I

O método exige a execução de uma prova de carga executada antes da colocação do aterro, por isto mesmo será aplicado ao Caso I do Capítulo IV.

- Cálculo do atrito lateral (positivo ou negativo) por metro linear de estaca;

- carga total por metro linear de estaca = resistência ao cisalhamento não amolgado x perímetro da estaca:

$$= 2 \times 1,6 = 3,2 \text{ tf}$$

- área tributária à estaca = $5,0 \text{ m}^2$

Os autores consideram a área compreendida pelas semi-distâncias das estacas vizinhas - fig. (A.III.3).

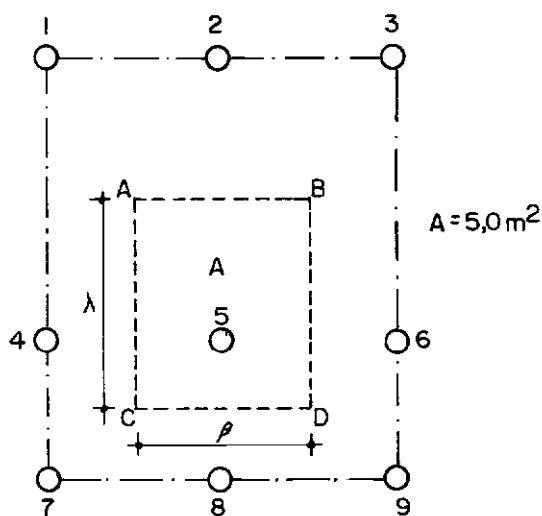


FIG. A III.3 – Planta de fundação meramente explicativa.

- pressão correspondente sobre a área A

$$= \frac{3,2}{5} = 0,64 \text{ tf/m}^2$$

- Atrito Negativo na camada de aterro:

Sugerido pelos autores:

$$r = \theta \operatorname{sen} \alpha \cdot \delta_{az} \times \ell \times \frac{h_{at}^2}{2}$$

onde:

$\theta \operatorname{sen} \alpha$ = coeficiente de empuxo de terra admitido = 0,3

δ_{at} = massa específica do aterro = 2,0 tf/m²

ℓ = perímetro da estaca = 1,6 m

h_{at} = espessura da camada de aterro = 2,5 m

$$A B_0 = q = 2,5 \times 2 = 5,0 \text{ tf/m}^2$$

- As linhas pontilhadas $A_0 G_0$, $A_0 A_2 G_2$, $A_0 A_4 G_4$ etc..., representam respectivamente a redução da pressão de consolidação devido à transferência de parte do peso do aterro ($0,6 \text{ tf/m}^2$) e parte do peso da camada compressível, admitindo-se o Ponto Neutro à 0, 2 m, 4 m etc..., respectivamente.

Na camada compressível a variação será linear e é igual a: $+0,64 \text{ tf/m}^2$ por metro de estaca se estiver acima do Ponto Neutro, i.ê., a pressão de consolidação no terreno diminui (distância a qualquer nível das curvas $B_0 C E F I$ para $A_0 A_2 G_2$, $A_0 A_4 G_4$ etc...) já que parte desta pressão é transferida para a estaca.

- $0,64 \text{ tf/m}^2$ para regiões abaixo do Ponto Neutro pois neste caso há aumento de pressão de consolidação causado pela transferência de carga estaca-solo (Atrito Positivo).

O recalque "y" que ocorrerá na camada compressível a cada nível que se coloque "z" será o produto da área do diagrama das pressões de consolidação resultantes pelo coeficiente de variação volumétrica m_v , já que $y = \Delta \sigma' \times H \times m_v$.

Por exemplo, considerando $z = 2 \text{ m}$, a pressão de consolidação que determina o recalque final do terreno é igual a cada nível à diferença das abscissas das curvas $A B_0 C E F I$ e

$A_0 A_2 G_2$, e o recalque do terreno à profundidade de $z = 2 \text{ m}$ é igual ao produto de m_v ($1,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{gf}$) pela área $A_2 B_2 C E F G_2 A_2$ (região hachurada) na fig.(A.III.4) igual a $103 \times 10^4 \frac{\text{gf}}{\text{cm}^2} \times \text{cm}$.

Os cálculos dos recalques às profundidades 0,2 m, 4 m etc..., para valores de z iguais \tilde{a} , respectivamente, 0, 2 m, 4 m etc..., são mostrados no quadro abaixo.

QUADRO (III.1)

z (m)	Área ($\times 10^4 \frac{\text{gf}}{\text{cm}^2} \times \text{cm}$)	m_v ($\times 10^{-4} \text{ cm}^3/\text{gf}$)	y (mm)
0	140	1,2	168
2	103	1,4	144
4	74	1,6	118
6	49	1,8	88
8	24	2,0	48
10	8	2,2	18

Com os pares de valores (y,z) traça-se a curva I - fig. (A.III.5).

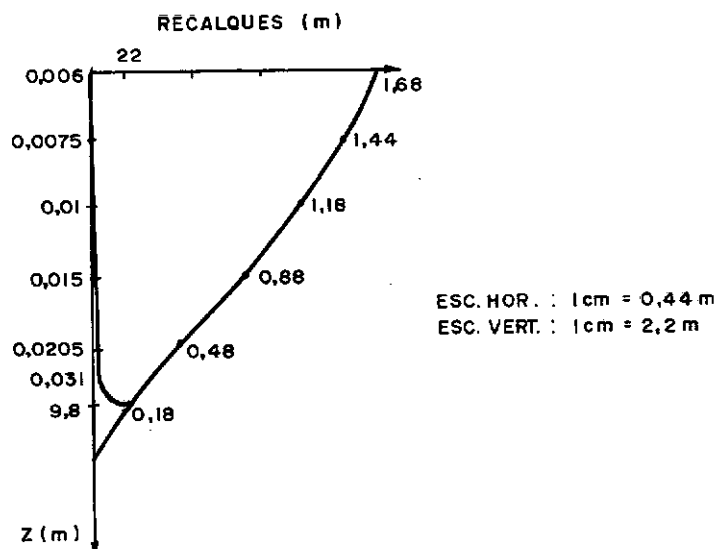


FIG. A III.5 – Recalques do solo e recalques da estaca variando o ponto neutro.

- Traçado da curva II - (penetração da estaca sob a carga P, quando ocorre Atrito Negativo até a profundidade "z").

- A curva F - fig. (A.III.6) representa o resultado de uma prova de carga efetuada antes da colocação do aterro.

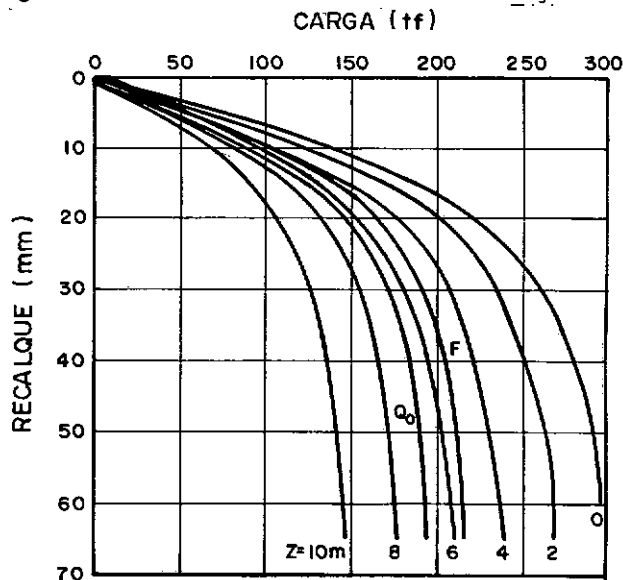


FIG. A III.6 - Prova de carga (apud Buisson et al , 1960).

A reação do terreno resistente quando $z = 0$ (i.é., não ocorrendo Atrito Negativo) é igual a:

$$Q_0 = F - \rho_i \cdot \ell \cdot h$$

sendo:

F = carga aplicada no topo da estaca.

ρ_i = resistência ao cisalhamento do solo amolgado (logo após a cravação) = 1 tf/m^2 .

h = espessura da camada compressível = 12,5 m.

ℓ = perímetro da estaca = 1,6 m.

Pode-se, então, traçar a curva Q_0 da fig.(A.III.6)

jã:

$$Q_0 = F - 20$$

Da equação (III.3) tem-se:

$$Q_z = S K \left[\delta_1 \times h + \delta_2 \cdot t + q - \frac{r + \rho_f \cdot \ell \cdot z}{A} + \frac{\rho_f \cdot \ell \cdot (h - z)}{A} \right] \quad (\text{III.3})$$

Para as condições da prova de carga tem-se:

$$z = 0$$

$$q = 0$$

$$r = 0$$

$$S = 0,4^2 \text{ m}^2$$

$$\delta_1 h = 1,6 \times 4,5 + 0,6 \times 8,0 = 12 \text{ tf/m}$$

$$\delta_2 = 1 \text{ tf/m}^3$$

$$t = 0,6 \text{ m}$$

$$\rho_i = 1 \text{ tf/m}^2$$

$$\ell = 1,6 \text{ m}$$

$$h = 12,5 \text{ m}$$

$$A = 5,0 \text{ m}^2$$

Substituindo-se estes valores na equação (III.3) encontra-se:

$$Q_0 = 2,65 K$$

Para diferentes valores de Q_0 , pode-se tirar o correspondente K.

Com os valores de K, utilizando-se a eq. (III.3), considerando, agora, a existência do aterro e valores de z iguais a 2 m, 4 m, 6 m etc..., pode-se montar o Quadro (III.2).

QUADRO (III.2)

Q_0 (t)	K	Q_z (t)	Valores de Q para z =					
			0	2m	4m	6m	8m	10m
60	23	$(92 - 4,7z)$	92	83	73	64	54	45
90	34	$(136 - 7z)$	136	122	108	94	80	66
120	45	$(180 - 9,2z)$	180	162	143	125	106	88
150	57	$(228 - 11,7z)$	228	205	181	158	134	111
180	68	$(272 - 14z)$	272	244	216	188	160	132
198	75	$(300 - 15,4z)$	300	269	238	208	177	146

Como exemplo, mostrar-se-á como se obteve a 4ª linha ($Q_0 = 150$ tf).

$$Q_0 = 2,65 K$$

$$K = \frac{150}{2,65} = 57$$

$$Q_z = 0,4^2 \times 57 \left[12,0 + 1 \times 0,6 + 5 - \frac{3 + 2 \times 1,6 \times z}{5} + \right. \\ \left. + \frac{2 \times 1,6 \times (12,5 - z)}{5} \right]$$

$$Q_z = 228 - 11,7z$$

Para: $z = 0 \rightarrow Q_0 = 228 \text{ tf}$

$z = 2 \rightarrow Q_2 = 205 \text{ tf}$

$z = 4 \rightarrow Q_4 = 181 \text{ tf etc...}$

Com os valores de Q_z e o recalque correspondente ao Q_0 para este Q_z , pode-se traçar as curvas carga-recalque para $z = 0$, $z = 2 \text{ m etc...}$ - fig. (A.III.6).

A curva II depende da carga nominal P que atua no topo da estaca.

Na equação (III.2) têm-se:

$$Q_z = P + r + \rho_f \times l \times (h - 2z) \quad (\text{III.2})$$

Com a carga $P = 120 \text{ t}$ e $\rho_f = 2 \text{ tf/m}^2$

$$Q_z = 83 + 6,4z$$

Pode-se, então, com as curvas da fig. (A.III.6), montar o Quadro (III.3).

QUADRO (III.3)

z (m)	Q_z (tf)	y (mm)
0	83	6
2	96	7,5
4	109	10,0
6	121	13,0
8	134	20,5
9	141	31,0
9,5	144	40,0

O valor de y é tirado na fig. (A.III.6), onde, de acordo com o valor de z (0,2 m, 4 m etc...) e a carga Q_z , lê-se nas ordenadas.

Com isto traça-se a curva II - fig. (A.III.3).

No ponto de interseção das curvas I e II, lê-se nas ordenadas a profundidade do Ponto Neutro (9,8 m) e nas abscissas o recalque do Ponto Neutro (que é igual ao da estaca = 22cm).

Logo, o Atrito Negativo máximo, atuando no Ponto Neutro será:

$$AN = 3 + 2 \times 1,6 \times 9,8$$

$$AN = 34 \text{ tf}$$

ANEXO IV - MÉTODO DE ELMASRY (1963)

IV.1 - Apresentação

Baseado em medições de Atrito Negativo em modelos reduzidos, o autor apresenta uma fórmula empírica para previsão do Atrito Negativo.

$$AN = F_{n-s} + k(a \times p_c \times H \times U - b \times \lambda^c \frac{h_m \% \times p_c^3}{\gamma_s \times \gamma_g})$$

onde:

F_{n-s} = parcela de Atrito Negativo devido ao adensamento da camada causada pelo seu peso próprio (i.ê., considerando a sobrecarga na camada compressível devido ao aterro igual a zero).

O termo $k(a \times p_c \times H \times U - b \times \lambda^c \frac{h_m \% \times p_c^3}{\gamma_s \times \gamma_g})$ representa o Atrito Negativo que surge na estaca devido à pressão de consolidação imposta pelo aterro, onde:

k, a, b, c = constantes obtidas através de uma análise dimensional (com a aplicação da π teoria).

p_c = pressão na camada compressível devido à sobrecarga.

H = espessura(s) da(s) camada(s) compressível(s)

U = perímetro da estaca.

$\lambda = \frac{\gamma_{sm} \times H}{p_c}$, onde γ_{sm} é a massa específica aparente seca da camada:

Se forem camadas diferentes usar uma massa específica aparente seca ponderada, levando em conta a espessura de cada camada:

$$\gamma_{sm} = \frac{\gamma_{s1} \times H_1 + \gamma_{s2} \times H_2 + \dots + \gamma_{sn} \times H_n}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

$h_m\%$ = umidade natural das camadas:

Se foram camadas diferentes:

$$h_m\% = \frac{h_1\% \times H_1 \times \gamma_{s1} + h_2\% \times H_2 \times \gamma_{s2} + \dots + h_n\% \times H_n \times \gamma_{sn}}{\gamma_{sm} \times \sum_{i=1}^n H_i}$$

γ_g = massa específica dos grãos.

De acordo com ELMASRY, o valor de F_{n-s} pode ser obtido:

F_{n-s} = aderência estaca solo, obtida experimentalmente em laboratório.

Pode ser considerada igual a:

$0,3 \frac{R_c}{2}$, onde R_c é a resistência à compressão não confinada.

Chamando:

$$\phi_1 = p_c \times H \times U$$

$$\phi_2 = \frac{h_m \% \times p_c^3}{\gamma_s \times \gamma_g}$$

Tem-se:

$$AN = F_{n-s} + k(a \times \phi_1 - b \lambda^c \phi_2)$$

ELMASRY sugere que se adote:

$$a = 2,0$$

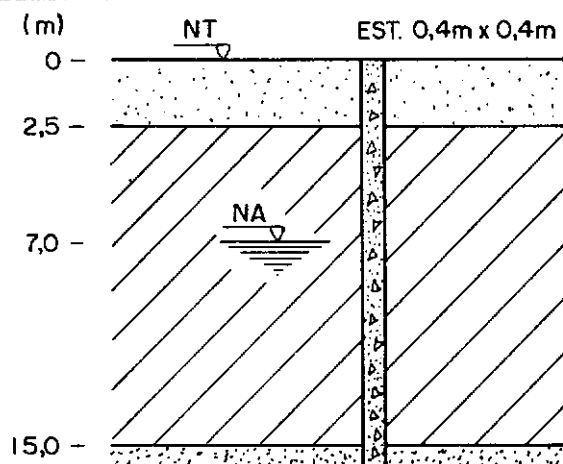
$$b = 0,7$$

$$c = 2$$

$$k = 0,416$$

o que leva a:

$$AN = F_{n-s} + 0,416(2 \phi_2 - 0,7 \lambda^2 \phi_2)$$



PERFIL DO TERRENO

$$AN = F_{n-s} + 0,416(2 \cdot \phi_1 - 0,7 \cdot \lambda^2 \cdot \phi_2)$$

$$F_{n-s} = 0,3 \cdot 2 \cdot 1,6 \cdot 12,5 = 12 \text{ tf}$$

$$\phi_1 = 2,5 \cdot 2 \cdot 12,5 \cdot 1,6 = 100 \text{ tf}$$

$$\gamma_{s_1} = \frac{1,6}{1 + 0,25} = 1,28 \text{ tf/m}^3$$

$$\gamma_{s_2} = \frac{1,6}{1 + 0,65} = 0,97 \text{ tf/m}^3$$

$$\gamma_{s_m} = \frac{1,28 \cdot 4,5 + 0,92 \cdot 8}{4,5 + 8,0} = 1,08 \text{ tf/m}^3$$

$$h_m = \frac{0,25 \cdot 4,5 \cdot 1,20 + 0,65 \cdot 8,0 \cdot 0,97}{1,08 \cdot (4,5 + 8,0)} = 48\%$$

$$\phi_2 = \frac{0,48 \cdot (2,5 \cdot 2)^3}{1,08 \cdot 2,7} = 20,58 \text{ tf}$$

$$\lambda = \frac{1,08 \cdot 12,5}{2,5 \cdot 2} = 2,7$$

$$AN = 12 + 0,416(2 \cdot 100 - 0,7 \cdot 2,7^2 \cdot 20,58)$$

$$AN = 51,5 \text{ tf}$$

ANEXO V - MÉTODO DE JOHANNESSEN E BJERRUM (1965)

V.1 - Apresentação

Da análise dos resultados obtidos em estacas instrumentadas os autores concluem que a aderência no contacto estaca-solo (τ_a) varia ao longo do fuste da estaca de acordo com a expressão:

$$\tau_a = \sigma'_h \operatorname{Tg} \phi'_a$$

ou ainda:

$$\tau_a = \sigma'_v \times K \times \operatorname{Tg} \phi'_a$$

onde:

σ'_h = pressão efetiva horizontal

σ'_v = pressão efetiva vertical

K = coeficiente de empuxo de terra

ϕ'_a = ângulo de aderência estaca-solo.

Se a superfície da estaca for rugosa pode-se considerar $\phi'_a = \phi'$ (ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo), já que o cisalhamento não ocorrerá na interface estaca-solo.

Ter-se-á, então, ao longo da estaca:

$$\tau_a = K \operatorname{Tg} \phi'_a \int_0^z \sigma'_v dz$$

A expressão $K \times \text{tg } \phi'_a$ é considerada constante ao longo da camada (para o caso estudado pelos autores igual a 0,20) e a expressão $\int_0^z \sigma'_v dz$, é a área do diagrama de pressões verticais efetivas.

O produto de τ_a assim obtido pelo perímetro da estaca fornecerá a sobrecarga devido ao Atrito Negativo.

Deixar-se-ã para fazer a aplicação deste método no Anexo IX - ENDO et al - que é o método de JOHANNESSEN e BJERRUM acrescido do conceito de Ponto Neutro.

ANEXO VI - MÉTODO DE JOHNSON E KAVANAGH (1968)

VI.1 - Apresentação

Admitem que a força causada pelo Atrito Negativo no fuste da estaca - que ocorre porque a estaca impede o recalque do solo próximo a ela - é igual a força distribuída no solo que produziria a mesma grandeza de recalque - fig. (A.VI.1).

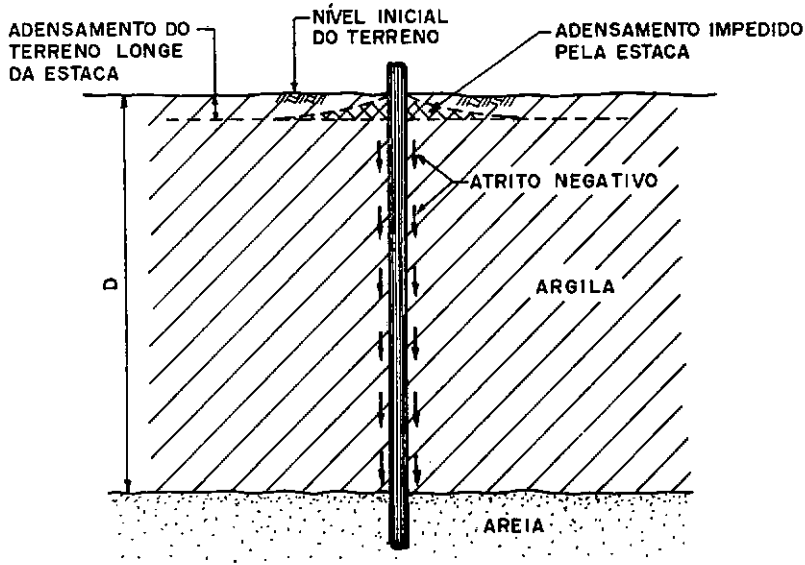


FIG.VI.1 - Atrito negativo em estaca em terreno sujeito a subsidência.

Para se fazer o cálculo numérico é necessário admitir uma distribuição da sobrecarga no solo ao longo do comprimento da estaca.

Esta força é maior no topo da estaca por causa do movimento relativo solo-estaca, ser maior aí.

Alguns tipos de distribuição são sugeridos na fig. (A.VI.2)

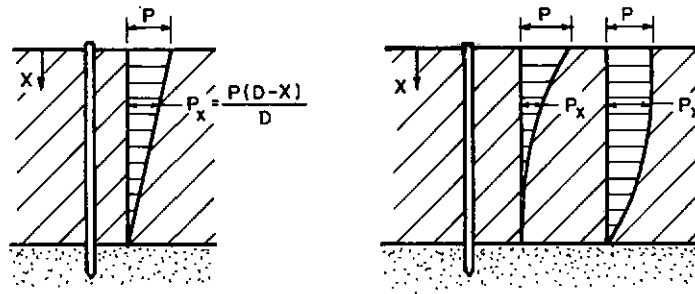


FIG. A VI.2 – Distribuições propostas de atrito negativo no terreno (apud Johnson e Kavanagh, 1968).

O primeiro passo seria calcular o recalque que ocorreria no solo se não houvesse a estaca. Para isto pode-se utilizar a teoria unidimensional proposta por TERZAGHI.

Calcular-se-ia, então, o recalque S_t .

Em seguida, calcula-se a força na superfície lateral na estaca que quando aplicada no solo produziria o mesmo recalque S_t .

Esta força a uma profundidade x do topo da camada de argila é igual a f_x . Admitindo-se uma distribuição linear ao longo de H como mostra a fig. (A.VI.3) tem-se:

$$f_x = f_0 \left(1 - \frac{x}{H} \right) \quad (VI.1)$$

onde f_0 é a força devida ao Atrito Negativo por unidade de comprimento que atua no topo da camada de argila.

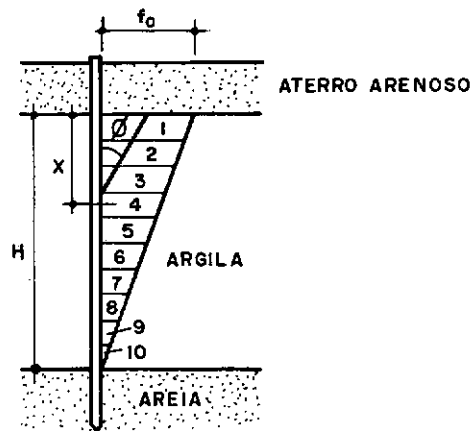


FIG. A VI.3 – Angulo de distribuição ϕ da força de atrito negativo em cada segmento (apud Johnson e Kavanagh, 1968).

Dividindo H em "n" segmentos tem-se:

$$\Delta x = \frac{H}{n} \quad (\text{VI.2})$$

onde Δx é a espessura de cada segmento.

A força devida ao Atrito Negativo em um segmento qualquer seria:

$$F_x = f_x \cdot \Delta x \quad (\text{VI.3})$$

Substituindo (VI.1) e (VI.2) em (VI.3):

$$F_x = f_0 \left(1 - \frac{x}{n \cdot \Delta x}\right) \Delta x \quad (\text{VI.4})$$

Os autores admitem que F_x em cada segmento, se "distribui" para o solo acima do segmento, formando um ângulo ϕ - fig. (A.VI.3).

Da teoria do adensamento tem-se que:

$$S = \frac{Cc}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Analisando-se um segmento i da fig. (A.VI.3) pode-se concluir que o recalque causado pela força de Atrito Negativo que atua neste segmento (F_{x_i}) na argila sobrejacente a ele, seria:

$$S_i = \frac{Cc}{1 + e_0} \cdot x \cdot \log \frac{p_{0_i} + \Delta P_{F_i}}{p_{0_i}} \quad (\text{VI.5})$$

A pressão vertical inicial (p_{0_i}) no meio da camada acima da profundidade x , devido ao peso da argila, é igual:

$$p_{0_i} = \frac{\gamma \cdot x}{2}$$

mas: $x = (i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2}) \quad (\text{VI.6})$

logo: $p_{0_i} = \frac{\gamma \cdot (i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2})}{2}$

onde: γ = massa específica do solo.

Neste mesmo ponto, o acréscimo de pressão devido à força do Atrito Negativo que atua no segmento, i.é.:

$$\Delta P_{F_i} = \frac{F_{x_i}}{S_i} \quad (\text{VI.7})$$

Como a distribuição de F_x no solo é admitida sendo feita segundo um ângulo ϕ :

$$S_i = \pi \left(\frac{x \cdot \text{Tg } \phi}{2} \right)^2 \quad (\text{VI.8})$$

Aplicando (VI.4) e (VI.8) em (VI.7):

$$\Delta P_{F_i} = \frac{f_0 \left(1 - \frac{x}{n \cdot \Delta x} \right) \cdot \Delta x}{\left(\frac{x \cdot \text{Tg } \phi}{2} \right)^2} \quad (\text{VI.9})$$

de (VI.6) tira-se:

$$x = \frac{\Delta x}{2} (2i - 1)$$

Substituindo este valor em (VI.9):

$$\Delta P_{F_i} = \frac{8f_0(2n - 2i + 1)}{n \cdot \pi \cdot \text{Tg}^2 \phi (2i - 1)^2 \cdot \Delta x}$$

Usando esta equação em (VI.5), chega-se, finalmente, à expressão:

$$S_i = \frac{Cc}{1 + e_0} \left(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2} \right) \log \left[\frac{\frac{\gamma(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2})}{2} + \frac{8f_0(2n - 2i + 1)}{n \cdot \pi \cdot \text{Tg}^2 \phi (2i - 1)^2 \cdot \Delta x}}{\frac{\gamma(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2})}{2}} \right] \quad (\text{VI.10})$$

Nesta expressão deverão ser conhecidos:

Cc = índice de compressão da argila

e_0 = índice de vazios inicial da argila

Δx = espessura de cada segmento

γ = massa específica do solo

n = número de segmentos em que foi dividida a ca
mada

ϕ = ângulo de distribuição da força de Atrito Neg
ativo no solo - (os autores sugerem 30^0)

Fica-se, então, com uma expressão do tipo:

$$S_i = f(i, f_0)$$

Sendo:

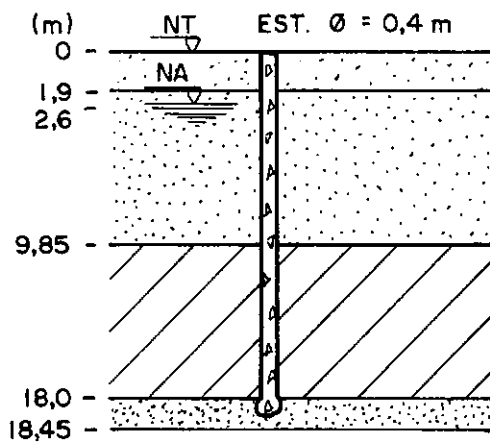
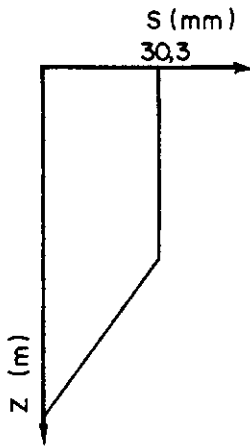
S_i = recalque na argila provocado por cada segment
to

i = número do segmento

f_0 = força de Atrito Negativo por unidade de com-
primento no topo da camada de argila.

Atribuindo-se valores para i pode-se achar, para
várias estimativas de f_0 , os recalques correspondentes.

Comparando-se os recalques obtidos acima com a prev
isão do recalque da camada feita inicialmente, encontra-se o f_0
compatível, e de posse dele, a área do diagrama de distribuição
de força no solo - fig. (A.VI.3), seria a sobrecarga devido ao Atrit
o Negativo.



RECALQUES X PROF.
(INDICADO POR TASSÔMETROS)

PERFIL DO TERRENO

$$S_i = \frac{C_c}{1 + e_0} \left(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2} \right) \log \left[\frac{\frac{\gamma \left(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2} \right)}{2} + \frac{8f_0(2n - 2i + 1)}{n \cdot \pi \cdot \gamma g^2 \phi \cdot (2i - 1)^2 \cdot \Delta x}}{\frac{\gamma \left(i \cdot \Delta x - \frac{\Delta x}{2} \right)}{2}} \right]$$

$$S_i = \frac{0,8}{1 + 1,859} \left(\frac{i \cdot 0,815 - \frac{0,815}{2}}{2} \right) \times$$

$$\times \log \left[\frac{\frac{0,6 \left(i \cdot 0,815 - \frac{0,815}{2} \right)}{2} + \frac{8f_0(2 \cdot 10 - 2i + 1)}{10 \cdot \pi \cdot \gamma g^2 \phi \cdot (2i - 1)^2 \cdot 0,815}}{\frac{0,6 \left(i \cdot 0,815 - \frac{0,815}{2} \right)}{2}} \right]$$

para $i = 1, 2, \dots, 10$ e $f_0 = 4,7 \text{ kgf/m}$

$$S = 31,0 \text{ mm} \approx 30,3 \text{ mm}$$

$$AN = 4,7 \times \frac{8,15}{2} = 19 \text{ kgf}$$

QUADRO (VI.1) — APLICAÇÃO DO MÉTODO AO CASO II
Método de Johnson e Kavanagh

ANEXO VII - MÉTODO DE DE BEER E WALLAYS (1968)

VII.1 - Apresentação

Como citado, anteriormente, o método é basicamente o proposto por ZEEVAERT (1959), sendo, no entanto, de mais fácil uso em face de gráficos preparados pelos autores que possibilitam rápida aplicação do mesmo.

Os autores - como ZEEVAERT - levam em conta que parte da pressão efetiva inicial do terreno, se transfere para a estaca. Com isto chega-se a:

$$p_{v,z} = \frac{\gamma_k}{m_1} \left[1 - e^{(-m_1 \times h)} \right] + p_0 \times e^{(-m_1 \times h)}$$

sendo:

$p_{v,z}$ = pressão efetiva vertical final.

γ_k = massa específica do terreno.

$$m_1 = \frac{K_0 \times \text{tg } \phi \times U}{A}$$

K_0 = coeficiente de empuxo de terra no repouso.

ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

U = perímetro da estaca.

A = área efetiva tributária para cada estaca.

e = base dos logaritmos neperianos.

p_0 = pressão efetiva vertical, inicial (i.ê., antes da colocação da estaca).

h = espessura da camada.

A sobrecarga devida ao Atrito Negativo é dada pela expressão:

$$AN = A \left\{ \gamma_k \times h + \left[p_0 - \frac{\gamma_k}{\frac{U}{A} \times k_0 \times \text{Tg } \phi} \right] \times \right. \\ \left. \times \left[1 - e^{\left(-\frac{U}{A} \times k_0 \times \text{Tg } \phi \times h \right)} \right] \right\}$$

De acordo com os autores, esta fórmula representa a soma de duas parcelas de Atrito Negativo:

- uma devida à influência da sobrecarga;
- outra devida ao peso próprio do terreno que envolve a estaca.

Fazendo-se, sucessivamente, $\gamma_k = 0$ e $p_0 = 0$ na expressão, obtêm-se para uma estaca qualquer.

$$AN_0 = A_0 \cdot p_0 \left[1 - e^{\left(-\frac{U}{A} \times k_0 \times \text{tg } \phi \cdot h \right)} \right]$$

$$AN_\gamma = A_\gamma \times \gamma_k \times h \left[1 - \frac{1 - e^{\left(-\frac{U}{A} \times k_0 \times \text{Tg } \phi \times h \right)}}{\frac{U}{A} \times k_0 \times \text{Tg } \phi \times h} \right]$$

onde:

AN_0 = parcela devida à sobrecarga.

AN_γ = parcela devida ao peso próprio do terreno.

Estas expressões podem ser colocadas em gráficos como mostra a fig. (A.VII.1).

Em função de $\frac{A}{D:h}$ e $K \operatorname{tg} \phi$, encontra-se, facilmente, o AN_0 e AN_γ

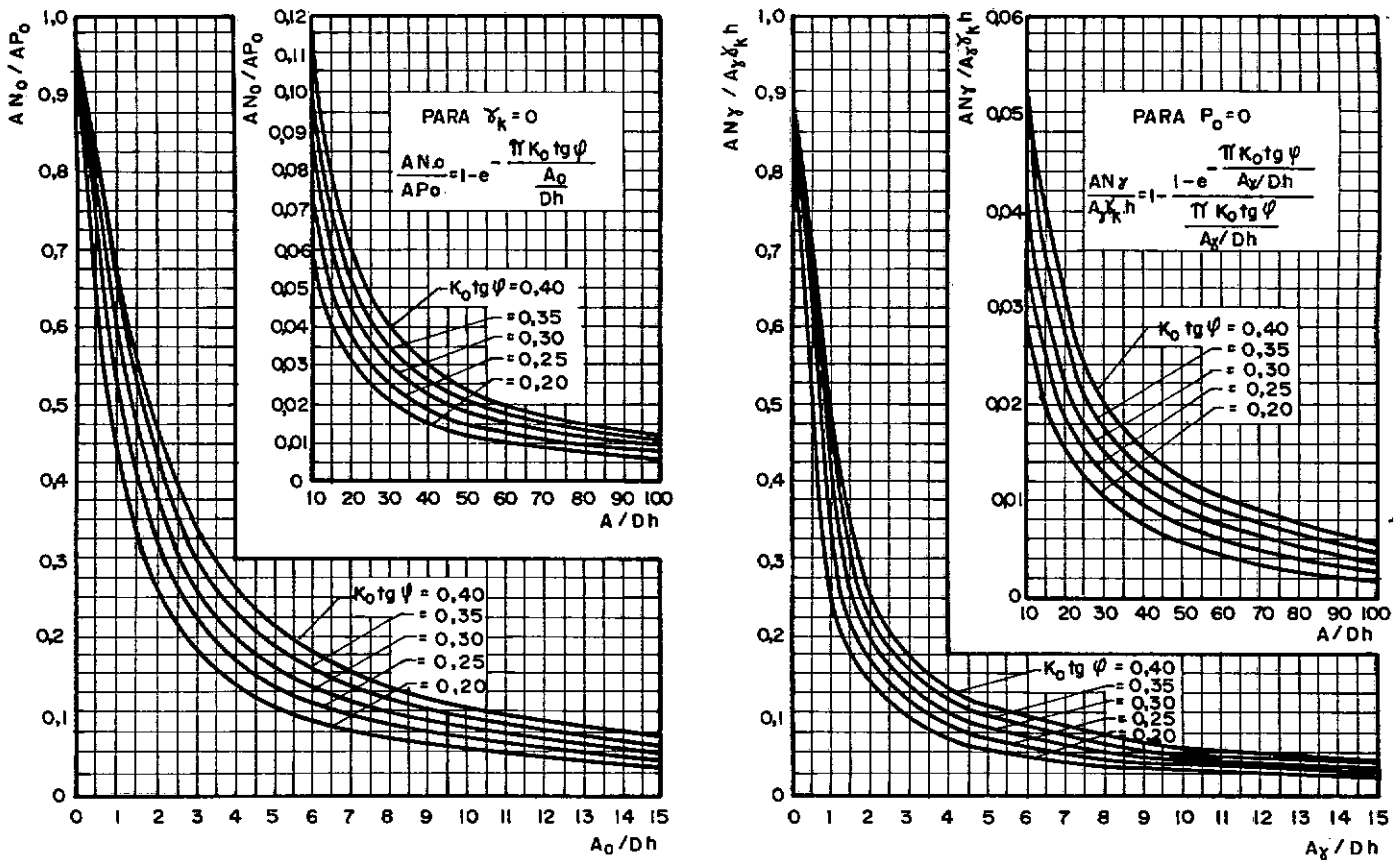


FIG.A VII.1 — Gráfico para determinação expedita do atrito negativo (apud De Beer e Wallays, 1968).

Para o caso de uma estaca isolada os autores propõem que se considere a área de influência devido à sobrecarga $A_0 = \frac{\pi h^2}{4}$ e devido ao peso próprio $A_\gamma = \frac{\pi h}{16}$.

Para o caso de grupos de estaca, sugerem:

- devido à sobrecarga: fig. (A.VII.2.a)

Estaca interna: $A_0 = a \cdot b$

Estaca externa intermediária:

$$A_0 = \left(0,9 \frac{h}{2} + \frac{b}{2}\right) a$$

Estaca de canto:

$$A_0 = \frac{(a + 0,9h)(b + 0,9h)}{4}$$

Nestas fórmulas a e b < 0,9h, caso contrário substituir-se a e/ou b, conforme o caso, por 0,9h.

- devido ao peso próprio: fig. (A.VII.2.b)

Estaca interna

$$A_Y = a \cdot b$$

Estaca externa intermediária:

$$A_Y = \left(0,45 \frac{h}{2} + \frac{b}{2}\right) a$$

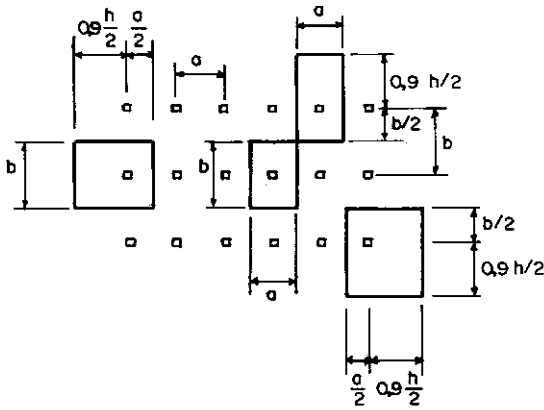
ou

$$A = \left(0,45 \frac{h}{2} + \frac{a}{2}\right) b$$

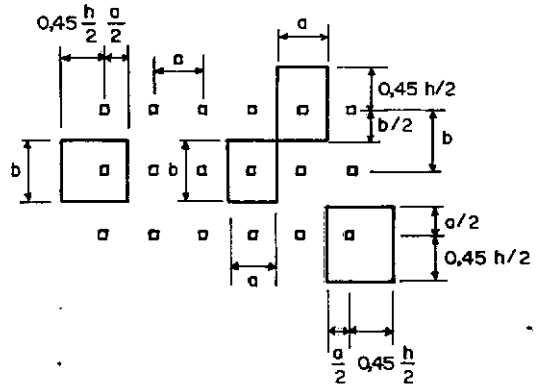
Estaca de canto:

$$A_Y = \frac{(a + 0,45h)(b + 0,45h)}{4}$$

Nestas fórmulas a e b < 0,45h. Caso isto não ocorra, deve-se substituir a ou b por 0,45h.



a) INFLUÊNCIA DE P_0



b) INFLUÊNCIA DE γ_k

FIG. A VII.3 — Áreas tributárias em grupos de estaca (apud De Beer e Wallays, 1968).

No caso de terreno com duas camadas de solos distintos - fig. (A.VII.4) - sugerem:

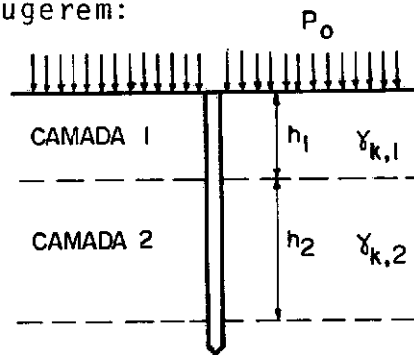


FIG. A VII.4 — Atrito negativo em estacas cravadas em camadas diferentes (apud De Beer e Wallays, 1968).

- na camada 1:

$$AN_i = AN_{0,i} + AN_{\gamma,1}$$

$AN_{0,1}$ = correspondente à sobrecarga p_0

$AN_{\gamma,1}$ = correspondente ao peso próprio da estaca 1

A pressão vertical na base da camada 1, antes da cravação da estaca é:

$$p_{0,h_1} = p_0 + \gamma_{k,1} \times h_1$$

e depois da cravação devido à transferência de parte do peso do terreno para a estaca:

$$p_{v,h_1} = \frac{\gamma_{k,1}}{m_{1,1}} \left[1 - e^{(-m_{1,1} \times h_1)} \right] +$$

$$+ p_0 - e^{(-m_{1,1} \times h_1)}$$

Tem-se, então, o Atrito Negativo na camada 1:

$$AN_1 = A_1(p_{0,h_1} - p_{v,h_1})$$

- na camada 2:

A sobrecarga devido à carga externa e à camada sobrejacente ẽ:

$$p_{0_2} = p_{v,h_1}$$

de posse disto, procede-se como na primeira camada.

No caso de solo argiloso onde se queira levar em conta a coesão (c), o Atrito Negativo será dado por:

$$\frac{AN}{h \cdot A \cdot \gamma_{k,1}} = 1 + \left(\frac{p_0}{h \cdot \gamma_{k,1}} - \frac{1}{\frac{U \cdot h \cdot k_0 \cdot Tg \phi}{A}} \right) \times$$

$$\times \left[1 - e^{(-\frac{U \cdot h \cdot k_0 \cdot Tg \phi}{A})} \right]$$

onde:

$$\gamma_{k,f} = \gamma_k - \frac{k_0 \cdot U \cdot C}{A}$$

VII.2 - Aplicação do Método ao CASO I e II - GRUPO DE ESTACA

Este método é aplicável tanto em estacas isoladas quanto a grupo de estaca por isto se fará sua aplicação CASO I - e ao CASO II - GRUPO DE ESTACA.

No primeiro caso a aplicação será feita utilizando-se as fórmulas propostas pelos autores. No segundo caso se fará uso dos ábacos para determinação expedita do atrito negativo.

CASO I - ESTACA ISOLADA

De acordo com os autores o atrito negativo em uma estaca será a soma de duas parcelas.

$$AN = AN_0 + AN_\gamma$$

sendo

$$AN_0 = A_0 \cdot p_0 \left[1 - e^{\left(- \frac{U}{A} \cdot k_0 \cdot \text{Tg } \phi \cdot h \right)} \right]$$

$$AN_\gamma = A_\gamma \cdot \gamma_k \cdot h \left[1 - \frac{1 - e^{\left(- \frac{U}{A} \cdot k_0 \cdot \text{Tg } \phi \cdot h \right)}}{\frac{U}{A} \cdot k_0 \cdot \text{Tg } \phi \cdot h} \right]$$

AN_0 = parcela devido \bar{a} sobrecarga

AN_γ = parcela devido ao piso próprio do terreno

A_0 = área de influência da sobrecarga

$$= \frac{\pi h^2}{4}$$

p_0 = pressão efetiva vertical no início da camada.

U = perímetro da estaca

$k_0 \cdot \text{Tg} \phi = 0.3$ para o aterro

0.2 para a argila

A_γ = área de influência do peso próprio do terreno
 $= \frac{\pi h^2}{16}$

γ_k = massa específica do terreno

h = espessura da camada

Para a camada de aterro (0-2.5m)

têm-se:

$p_0 = 0$ logo:

$$AN_1 = AN_Y = \frac{\pi 2.5^2}{16} \times 2 \times 2.5 \times \left[1 - \frac{1 - e^{\frac{(-\frac{1.6 \times 2.5}{\pi \cdot 2.5^2} \times 0.3)}{16}}}{\frac{\frac{1.6 \times 2.5}{\pi \cdot 2.5^2} \times 0.3}{16}} \right]$$

$$AN_1 = 2.22t$$

A pressão vertical final no fundo da camada de a-
terro será:

$$p_{v, h_1} = \frac{\gamma_k}{m_{1, \gamma}} \left[1 - e^{\frac{(-m_{1, \gamma} \times h_1)}{16}} \right] + p_0 \times e^{\frac{(-m_{1, 0} \times h)}{16}}$$

onde:

$$m_{1, \gamma} = \frac{k_0 \text{ Tg } \phi \cdot U}{A} = \frac{0.3 \times 1.6}{\frac{\pi \times 2.5^2}{16}}$$

$$m_{1, \gamma} = 0.391$$

$$p_{v, h_1} = \frac{2}{0.391} \left[1 - e^{\frac{(-0.391 \times 2.5)}{16}} \right]$$

$$p_{v,h_1} = 3.19 \text{ tf/m}^2$$

- na camada argilosa, até o lençol freático
(2.5m - 7.0m)

$$(p_0)_2 = p_{v,h_1} = 3.19 \text{ tf/m}^2$$

- devido à sobrecarga (p_0)

$$A_0 = \frac{\pi \times 4.5^2}{4} = 15.904 \text{ m}^2$$

$$AN_0 = 15.904 \times 3.191 \times \left[1 - e^{\left(- \frac{1.6 \times 4.5}{15.904} \times 0.2 \right)} \right]$$

$$AN_0 = 4.393 \text{ tf}$$

- devido ao peso próprio (γ_k)

$$A_\gamma = \frac{\pi \times 4.5^2}{16} = 3.976 \text{ m}^2$$

$$AN_\delta = 3.976 \times 1.6 \times 4.5 \left[1 - \frac{1 - e^{\left(- \frac{1.6 \times 4.5}{3.976} \times 0.2 \right)}}{\frac{1.6 \times 4.5}{3.976} \times 0.2} \right]$$

$$AN_{\gamma} = 4.611 \text{ tf}$$

$$AN_2 = 4.393 + 4.611 = 9.0 \text{ tf}$$

A pressão vertical atuando no terreno a esta profundidade \bar{e} :

$$p_{v,h_2} = \frac{1.6}{\frac{0.2 \times 1.6}{3.976}} \left[1 - e^{\left(- \frac{0.2 \times 1.6}{3.976} \times 4.5 \right)} \right] + 3.191 \times e^{\left(- \frac{0.2 \times 1.6}{15.904} \times 4.5 \right)}$$

$$p_{v,h_2} = 8.955 \text{ tf/m}^2$$

- na camada argilosa abaixo do lençol freático
(7.0m - 15.0m)

$$AN_0 = \frac{\pi 8^2}{4} \times 8.955 \left[1 - e^{\left(- \frac{1.6 \times 8}{\pi \cdot 8^2} \times 0.2 \right)} \right]$$

$$AN_0 = 22.35 \text{tf}$$

$$AN_Y = \frac{\pi 8^2}{16} \times 0.6 \times 8 \times \left[1 - \frac{1 - e^{\left(- \frac{1.6 \times 8}{\pi \times 8^2} \times 0.2 \right)}}{\frac{1.6 \times 8}{\pi \times 8^2} \times 0.2} \right]$$

$$AN_Y = 5.75 \text{tf}$$

$$AN_3 = 22.35 + 5.75 = 28.1 \text{tf}$$

O atrito negativo à profundidade $z = 15\text{m}$ será:

$$AN = 2.22 + 9.0 + 28.1$$

$$AN = 39.32 \text{tf}$$

CASO II - GRUPO DE ESTACAS

Usar-se-ã os gráficos propostos pelos autores para determinar-se $\frac{AN_Y}{A_Y \cdot \gamma_K \cdot h}$ e $\frac{AN_0}{A_0 \times p_0}$ em função de $\frac{A_Y}{D \cdot h}$ e $\frac{A_0}{D \cdot h}$

respectivamente.

- Estacas Centrais - Fig. (VII.3)

- Camada de aterro (0-1.9m)

como $p_0 = 0 \Rightarrow A_{N_0} = A_{N_Y}$

- cálculo do A_Y

Os autores propõem: para uma estaca externa inter
mediária

$$A_Y = \left(0.45 \times \frac{h}{2} + \frac{b}{2} \right) a$$

com a e b menores que 0.45 h.

Como no caso a e b são maiores que 0.45 h deve-se
usar:

$$A_Y = \left(0.45 \times \frac{h}{2} + 0.45 \times \frac{h}{2} \right) 0.45 h$$

logo:

$$A_Y = \left(0.45 \times \frac{1.9}{2} + 0.45 \times \frac{1.9}{2} \right) 0.45 \times 1.9$$

$$A_Y = 0.73 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_Y}{D \cdot h} = \frac{0.73}{1.6 \times 1.9} = 0.64$$

Com este valor e k $Tg \phi = 0.3$ lê-se na Fig.(VII.1)

$$\frac{AN_{\gamma}}{A_{\gamma} \times \gamma_k h} = 0.50$$

$$AN_{\gamma} = 0.5 \times 0.73 \times 2 \times 1.9$$

$$AN_1 = 1.39 \text{ tf}$$

A pressão vertical no fundo da camada de aterro será:

$$p_{v, h_1} = \frac{\gamma_k}{m_1 \cdot \gamma} \left[1 - e^{\frac{(-m_1 \gamma \cdot h)}{m_1 \cdot \gamma}} \right] + p_0 \cdot e^{\frac{(-m_1 \cdot 0 \times h)}{m_1 \cdot \gamma}}$$

$$m_1 \cdot \gamma = \frac{0.3 \times \pi \times 0.6}{0.73} = 0.775$$

$$p_{v, h_1} = \frac{2}{0.775} \left[1 - e^{\frac{(-0.775 \times 1.9)}{0.775}} \right]$$

$$p_{v, h_1} = 1.99 \text{ tf/m}^2$$

- na camada de areia acima do lençol prático
(1.9m - 2.6m)

$$(p_0)_2 = 1.99 \text{ tf/m}^2$$

- cálculo de A_Y e A_0

$$\text{- como } \begin{cases} a > 0.45h \\ b > 0.45h \end{cases}$$

têm-se:

$$A_Y = \left(0.45 \times \frac{0.7}{2} + \frac{0.45 \times 0.7}{2} \right) 0.45 \times 0.7$$

$$A_Y = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{- como } \begin{cases} a > 0.9h \\ b > 0.9h \end{cases}$$

têm-se:

$$A_0 = \left(0.9 \times \frac{0.7}{2} + 0.9 \times \frac{0.7}{2} \right) 0.9 \times 0.7$$

$$A_0 = 0.40 \text{ m}^2$$

- cálculo no atrito negativo

$$\frac{A_Y}{D \cdot h} = 0.24 \Rightarrow \text{na FIG (A.VII.1)} : \frac{A_N \gamma}{A_Y \cdot \gamma_k \cdot h} = 0.75$$

$$AN_Y = 0.75 \times 0.1 \times 2.0 \times 0.7$$

$$AN_Y = 0.105 \text{ tf}$$

$$\frac{A_0}{D \cdot h} = 0.95 \Rightarrow \frac{AN_0}{A_0 \times p_0} = 0.62$$

$$AN_0 = 0.62 \times 0.4 \times 1.99$$

$$AN_0 = 0.494 \text{ tf}$$

$$AN_2 = 0.105 + 0.494$$

$$AN_2 = 0.6 \text{ tf}$$

A pressão vertical a esta profundidade é:

$$p_{v,h_2} = \frac{2}{\frac{0.3 \times \pi \times 0.6}{0.1}} \times \left[1 - e^{\left(- \frac{0.3 \times \pi \times 0.6}{0.1} \times 0.7 \right)} \right] + 1.99 \times e^{\left(- \frac{0.3 \times \pi \times 0.6}{0.4} \times 0.7 \right)}$$

$$p_{v,h_2} = 1.09 \text{ tf/m}^2$$

- para a camada de areia abaixo do lençol
(2.6 m - 9.85 m)

$$a < 0.45h$$

$$b < 0.45h$$

logo

$$A_Y = \left(0.45 \times \frac{7.25}{2} + \frac{1.7}{2} \right) 1.7$$

$$A_Y = 4.22 \text{ m}^2$$

$$a < 0.9h$$

$$b < 0.9h$$

logo:

$$A_0 = \left(0.9 \times \frac{7.25}{2} + \frac{1.7}{2} \right) 1.7$$

$$A_0 = 6.99 \text{ m}^2$$

- cálculo do atrito negativo:

$$\frac{A_Y}{D \cdot h} = \frac{4.22}{0.6 \times 7.25} = 0.97 \Rightarrow \frac{AN_Y}{A_Y \cdot \gamma_k \cdot h} = 0.36$$

$$AN_Y = 11.21 \text{ tf}$$

$$\frac{A_0}{D \cdot h} = \frac{6.99}{0.6 \times 7.25} = 1.61 \Rightarrow \frac{AN_0}{A_0 \cdot p_0} = 0.44$$

$$AN_0 = 3.35 \text{ tf}$$

$$AN_3 = 14.36 \text{ tf}$$

$$p_v \cdot h_3 = 5.24 \text{ tf/m}^2$$

- para a camada argilosa, procedendo de modo análogo:

$$A_\gamma = 4.56 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 7.68 \text{ m}^2$$

$$AN_\gamma = 6.02 \text{ tf}$$

$$AN_0 = 13.28 \text{ tf}$$

$$AN_4 = 19.3 \text{ tf}$$

O atrito negativo na estaca será:

$$AN = 1.39 + 0.6 + 14.36 + 19.3$$

$$AN = 35.7 \text{ tf}$$

- Estacas de canto - FIG. (A.VII.3)

- camada de aterro (0-1.9m)

- cálculo de A_Y

$$A_Y = \frac{(0.45h + a) (0.45h + b)}{4}$$

mas como $a > 0.45 h$ e $b > 0.45h$

$$A_Y = \frac{(0.45 \times 1.9 + 0.45 \times 1.9) (0.45 \times 1.9 + 0.45 \times 1.9)}{4}$$

$$A_Y = 0.73 \text{ m}^2$$

$$\frac{A_Y}{D h} = 0.64 \Rightarrow AN_Y = 0.5 \times 0.73 \times 2 \times 1.9$$

$$AN_1 = 1.39 \text{ tf}$$

$$p_{v,h_1} = 1.99 \text{ tf/m}^2$$

- na camada de areia acima do lençol
(1.9m a 2.6m)

$$A_Y = 0.1 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 0.4 \text{ m}^2$$

o que fornece:

$$AN_2 = 0.6 \text{ tf}$$

$$p_{v,h_2} = 1.09 \text{ tf/m}^2$$

- na camada de areia abaixo do lençol
(2.6 - 9.85m)

$$A_\gamma = 6.16 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 16.91 \text{ m}^2$$

$$AN_3 = 15.93 \text{ tf}$$

$$p_{v,h_3} = 6.15 \text{ tf/m}^2$$

- na camada argilosa (9.15m a 18.0)

$$A_\gamma = 7.20 \text{ m}^2$$

$$A_0 = 20.41 \text{ m}^2$$

$$AN_4 = 24.3 \text{ tf}$$

$$AN_{\text{TOTAL}} = 1.39 + 0.6 + 15.93 + 24.3 = 42.2 \text{ tf}$$

ANEXO - VIII

MÉTODO DE BOWLES (1968)

VIII.1 - Apresentação

O autor apresenta fórmulas diferentes para o caso da sobrecarga ser um aterro coesivo ou granular.

- Para aterros coesivos Fig. (A.VIII.1) sobrecarga devida ao Atrito Negativo em uma estaca isolada é:

$$A_N = U \cdot L_f \cdot S$$

onde U = perímetro da estaca

L_f = espessura do aterro ou solo que se move verticalmente

S = resistência ao cisalhamento do solo na zona L_f

Estas proposições são semelhantes às de MORETTO e BOLOGNESI (1959).

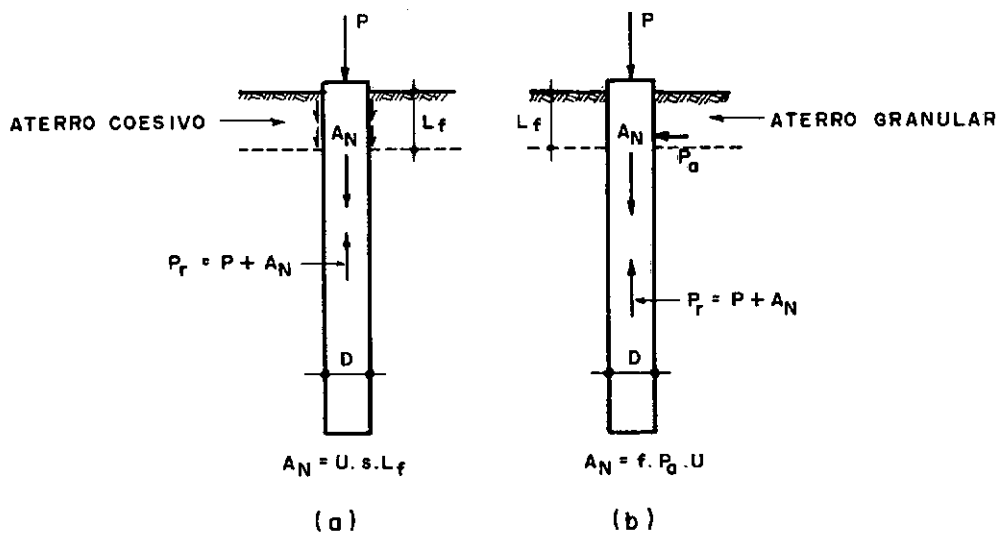


FIG. A VIII.1 - Atrito negativo em estacas causado por : (a) aterro coesivo , (b) aterro granular (apud Bowles, 1968).

- Para aterros granulares - Fig. (A VIII.1)

$$AN = \frac{1}{2} Lf^2 \times U \cdot \gamma \cdot K \cdot f$$

onde:

γ = massa específica do aterro

K = coeficiente de empuxo de terra

($\gamma K_a < \gamma K < \gamma K_p$, onde K_a e K_p são coeficientes de empuxo Ativo e Passivo).

f = coeficiente de atrito. Pode ser usado igual a $Tg\phi$ para estacas com superfície rugosa, sendo ϕ = ângulo de atrito interno do solo).

Estas proposições são semelhantes às de JOHANNESSEN e BJERRUM (1965).

- Para grupos de estaca devem ser analisadas duas situações:

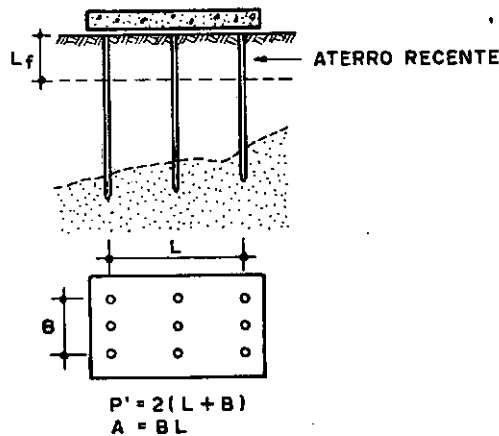


FIG. A VIII. 2 – Perímetro e área a serem considerados no cálculo de atrito negativo em grupos de estaca (apud Bowles, 1968).

- O Atrito Negativo é calculado em cada estaca e somado, para se ter a sobrecarga total no grupo:

$$AN_{\text{grupo}} = n \times AN_{\text{estaca}}$$

n = número de estacas no grupo

- é considerada a possibilidade de ação do grupo de tal forma que ocorra cisalhamento ao longo do perímetro do grupo (p'), adicionando-se o peso do terreno dentro do grupo. Tem-se então:

- para camadas argilosas

$$AN_{\text{grupo}} = S \cdot Lf \cdot p' + \gamma \cdot Lf \cdot A$$

- para camadas arenosas

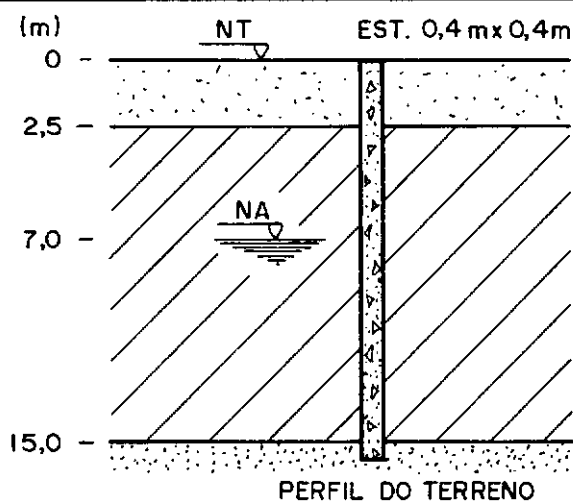
$$AN_{\text{grupo}} = \frac{1}{2} Lf^2 \cdot p' \cdot \gamma \cdot f + \gamma \cdot Lf \cdot A$$

onde:

p' = perímetro do grupo

A = área do grupo Fig. (VIII.2)

Deverá ser considerada a alternativa que der resultado mais elevado.



Camada Arenosa

$$AN = \frac{1}{2} \cdot L_f^2 \cdot U \cdot \gamma \cdot k \cdot f$$

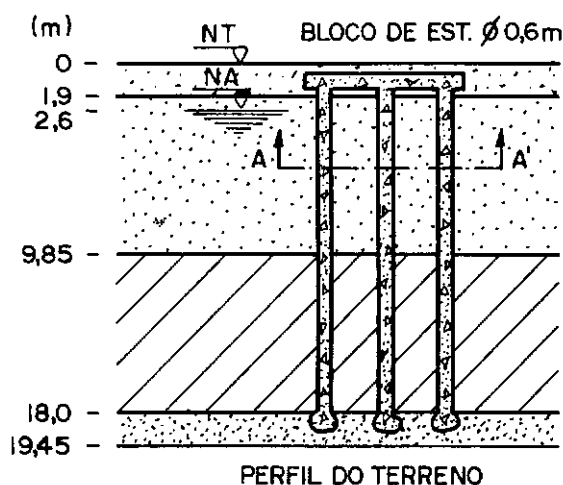
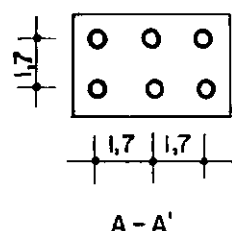
$$AN = \frac{1}{2} \cdot 2,5^2 \cdot 1,6 \cdot 2 \cdot 0,3 = 3,0 \text{ tf}$$

Camada Argilosa

$$AN = U \cdot L_f \cdot S$$

$$AN = 1,6 \cdot 12,5 \cdot 2,0 = 40,0 \text{ tf}$$

$$AN = 43,0 \text{ tf}$$



1ª alternativa:

$$AN_{\text{grupo}} = n \times AN_{\text{est}}$$

$$AN_{\text{grupo}} = 6 \left[\left(\frac{1}{2} \cdot 1,9^2 \cdot 0,6\pi \cdot 2 \cdot 0,3 \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,7^2 \cdot 0,6\pi \cdot 2 \cdot 0,3 \right) + \right. \\ \left. + \left(\frac{1}{2} \cdot 7,25^2 \cdot 0,6\pi \cdot 2 \cdot 0,3 \right) + \right. \\ \left. + (0,6\pi \cdot 8,15 \cdot 3,7) \right] =$$

$$AN_{\text{grupo}} = 444,12 \text{ tf}$$

2ª alternativa:

$$AN_{\text{grupo}} = \left(\frac{1}{2} \cdot 1,9^2 \cdot 12,6 \cdot 2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 1,9 \cdot 9,2 \right) + \\ + \left(\frac{1}{2} \cdot 0,7^2 \cdot 12,6 \cdot 2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,7 \cdot 9,2 \right) + \\ + \left(\frac{1}{2} \cdot 7,25^2 \cdot 12,6 \cdot 1 \cdot 0,3 + 1 \cdot 7,25 \cdot 1,2 \right) + \\ + (3,7 \cdot 8,15 \cdot 12,6 + 0,6 \cdot 8,15 \cdot 9,2) =$$

$$AN_{\text{grupo}} = 654,31 \text{ tf} > 444,12 \text{ tf} \therefore$$

$$AN_{\text{est}} = \frac{654,31}{6} = 109 \text{ tf}$$

ANEXO - IX

MÉTODO DE ENDO, MINOU, KAWASAKI E SHIBATA(1969)

IX.1 - Apresentação

Os autores, baseados em resultados de instrumentação de estacas propõe para o máximo valor de Atrito Negativo: (que ocorreria no Ponto Neutro).

$$AN_{\text{máx}} = \eta \cdot \psi \cdot \alpha \int_0^{\beta l} \sigma'_v \cdot dz$$

onde:

η = coeficiente que depende da ponta da estaca (os autores sugerem para estaca com ponta maciça $\eta = 1$, para estaca com ponta aberta $\eta = 0,6$)

ψ = perímetro da estaca

$\alpha = K \tan \phi$

K = coeficiente de empuxo de terra

ϕ'_a = ângulo de atrito estaca-solo

$\beta = \frac{l_n}{l}$ = profundidade relativa do Ponto Neutro (os autores sugerem $0,73 < \beta < 0,78$)

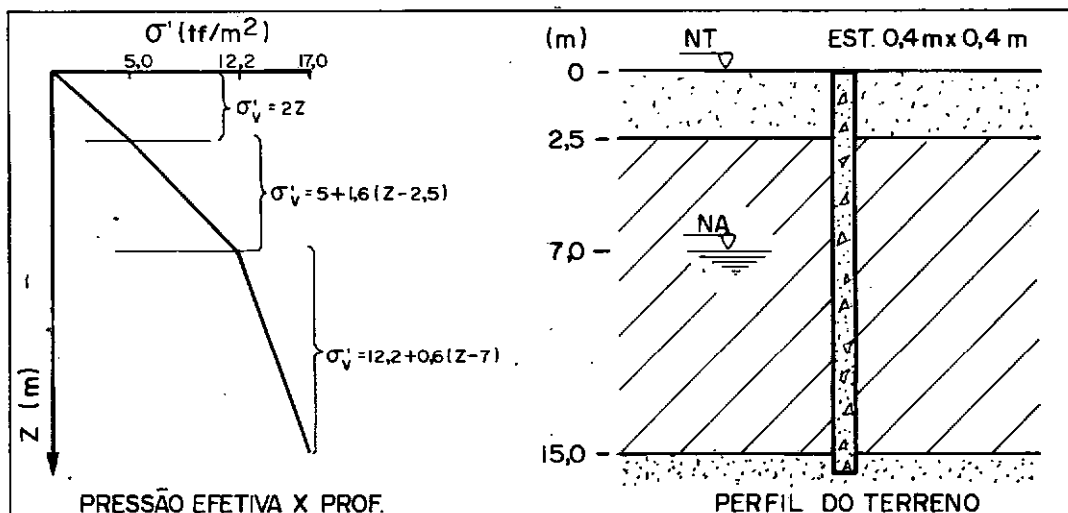
l_n = profundidade do Ponto Neutro

l = comprimento da estaca

Esta proposição de ENDO et al é a mesma de JOHANNESSEN e BJTERRUM (1965), acrescida do conceito de Ponto Neutro e de um coeficiente que depende da ponta da estaca.

Para sobre carga na ponta da estaca devido ao Atrito Negativo, os autores propõem:

$$AN_{\text{ponta}} = n \cdot \psi \cdot \alpha \cdot \int_0^{\beta \cdot l} \sigma'_v \cdot dz$$



Atrito Negativo no Ponto Neutro, admitindo $\beta = 0,75$

$$AN_{\text{máx}} = n \cdot \psi \cdot \alpha \int_0^{\beta \cdot l} \sigma'_v \cdot dz$$

$$AN_{\text{máx}} = 1 \cdot 1,6 \cdot \left\{ 0,3 \int_0^{2,5} 2z \cdot dz + 0,2 \left[\int_{2,5}^{7,0} 5 + 1,6(z - 2,5) \cdot dz + \int_7^{15} 12,2 + 0,6(z - 7) \cdot dz \right] \right\}$$

$$AN_{\text{máx}} = 33,7 \text{ tf}$$

Atrito Negativo na Ponta da Estaca

$$AN_{\text{PONTA}} = 1 \cdot 1,6 \cdot 0,3 \int_0^{2,5} 2 \cdot z \cdot dz + 0,2 \cdot \left[\int_{2,5}^{7,0} 5 + 1,6(z - 2,5) \cdot dz + \int_{7,0}^{15} (2 \cdot 0,75 - 1) \cdot 15 + 12,2 + 0,6(z - 7) \cdot dz \right]$$

$$AN_{\text{PONTA}} = 17,4 \text{ tf}$$

ANEXO - X

MÉTODO DE POULOS E MATTES (1969)

X.1 - Apresentação

Os autores consideram o solo um meio elástico, homogêneo e isotrópico. É também admitido que o solo distante da estaca, apresenta um recalque por adensamento, linear com a profundidade, variando de S_0 na superfície até se anular, no final da camada compressível.

Os recalques no solo seriam causados pela tensão cisalhante ao longo da estaca e pelo adensamento do solo.

Os recalques na estaca seriam causados apenas pela compressão elástica do material já que é considerado que a estaca se apoia em uma camada rígida.

Sob estas condições, a máxima sobrecarga devido ao Atrito Negativo ocorre na ponta e é dada por:

$$AN = I_N \cdot E_s \cdot S_0 \cdot L$$

sendo:

I_N = fator de influência obtido de um gráfico - Fig. (A X.1) - em função de L/D , do fator de rigidez da estaca K e do coeficiente de Poisson, sendo:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot R_A$$

E_p = Módulo de elasticidade da estaca

E_s = Módulo de elasticidade do solo

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{onde: } A_p = \text{área real da estaca}$$

$R_A = 1$ se estaca maciça

S_0 = recalque na superfície do solo

d = diâmetro da estaca

L = comprimento da estaca

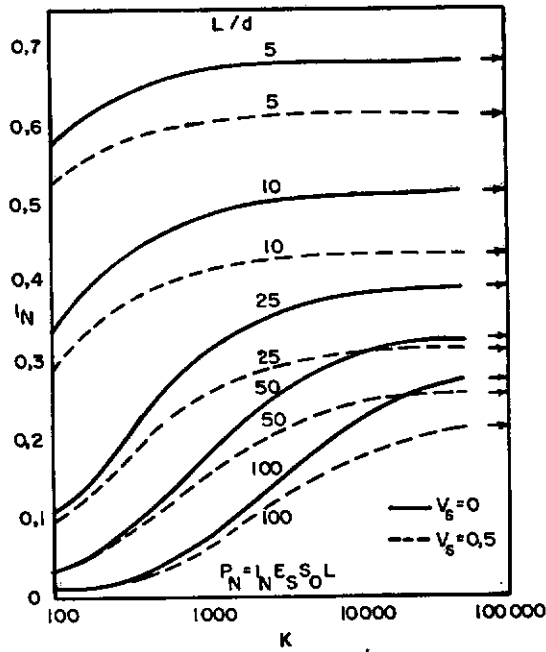
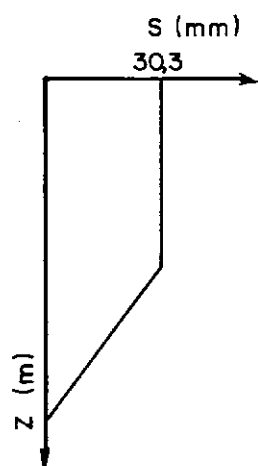


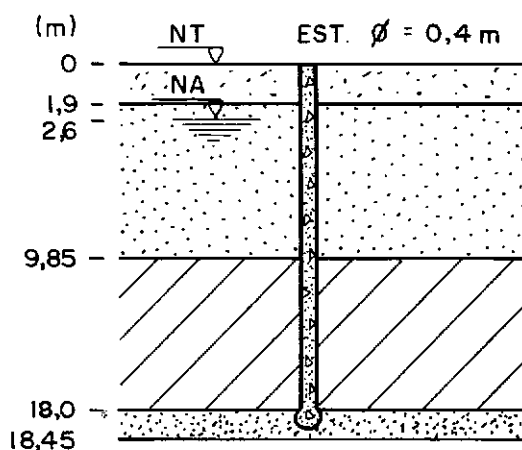
FIG. A X.1 – Fator de influência para cálculo de atrito negativo em estacas (apud Poulos e Mattes, 1969).

O gráfico mostra valores de I_N quando o solo tiver coeficiente de Poisson:

$$v_s = 0 \text{ e } v_s = 0,5$$



RECALQUES X PROF.
(INDICADO POR TASSÔMETROS)



PERFIL DO TERRENO

$$AN = I_N \cdot E_s \cdot S_0 \cdot L$$

na fig. (A.X.1), para $v = 0,4$ e $L/D = 20,4$

$$\text{lê-se } I_N = 0,35$$

$$AN = 0,35 \times 400 \times 0,303 \times 8,15$$

$$AN = 34,6 \text{ tf}$$

QUADRO (X.1) — APLICAÇÃO DO MÉTODO AO CASO I
Método de Poulos e Mattes

ANEXO XI - MÉTODO DE ZEEVAERT (1972)

XI.1 - Apresentação

Os autores consideram que a sobrecarga devida ao atrito negativo é igual à parcela do peso do terreno que se transferiu para a estaca.

Chegam a seguinte expressão para uma estaca isolada:

$$(AN)_d = \frac{\bar{\omega} \cdot K\phi \int_0^d \sigma_{0z} \cdot dz}{1 + \frac{K\phi \cdot d}{3 \bar{a}}}$$

onde:

$\bar{\omega}$ = perímetro da estaca (vezes 1,05 se o solo foi amolgado)

$K\phi$ = coeficiente de impuxo de terra

$$= \left(\frac{1 - \text{sen}^2 \phi_r}{1 + \text{sen}^2 \phi_r} \right) \text{Tg } \phi_p$$

ϕ_r = ângulo de atrito interno do solo

ϕ_p = ângulo de atrito estaca-solo

$\phi_r = \phi_p$ quando a estaca não é protegida por betume ou similar

$\int_0^d \sigma_{0z} \cdot dz = \bar{a}$ área do diagrama de pressões efetivas verticais até a profundidade "d".

d = profundidade que se quer calcular o atrito negativo.

$$\bar{a} = \text{área efetiva tributária} = \pi (nro)^2$$

Esta expressão dá resultado bastante satisfatório admitindo-se $n=12$ no cálculo da área efetiva tributária para estas isoladas.

No caso de grupos de estaca \bar{a} é a área efetiva tributária de cada estaca no grupo e em problemas reais de campo não é constante com a profundidade. Entretanto, não se consegue representá-la com uma simples função de z , mas se for conhecida e também as pressões verticais iniciais, o atrito negativo pode ser calculado passo a passo para cada profundidade desejada.

A Fig. (A.XI.1) representa as pressões efetivas induzidas pelo atrito negativo em um elemento Δz_i do sistema solo estaca para uma profundidade z .

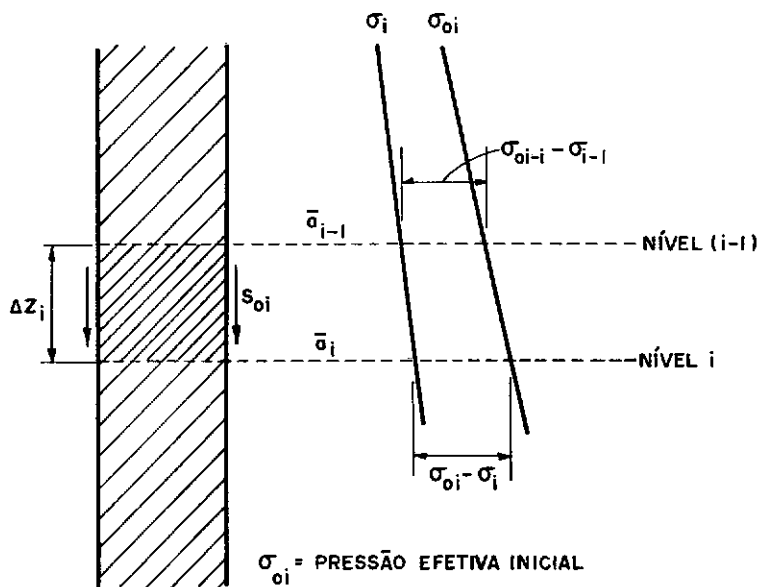


FIG.A XI.1 – Redução das pressões efetivas devido ao atrito negativo (apud Zeevaert, 1972).

tira-se:

$$(\sigma_{oi} - \sigma_i) \bar{a}_i - (\sigma_{oi-1} - \sigma_{i-1}) \bar{a}_{i-1} = \bar{\omega} \cdot s_{oi} \cdot \Delta z_i \quad (\text{XI.1})$$

o valor médio da resistência ao cisalhamento no fuste da estaca para uma profundidade $z = i$ é:

$$s_{oi} = K \phi_i \frac{\sigma_i + \sigma_{i-1}}{2} \quad (\text{XI.2})$$

Por outro lado têm-se:

$$(\text{AN})_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \cdot \bar{a}_i \quad (\text{XI.3})$$

$$(AN)_{i-1} = (\sigma_{0i-1} - \sigma_{i-1}) \cdot \bar{a}_{i-1}$$

Chamando-se $\pi \bar{r}_o \cdot K_\phi = m_i$ e admitindo que a integração comece na superfície do terreno onde $(AN)_{i-1} = 0$ e $\sigma_{i-1} = \sigma_{0i}$ e, como os valores σ_{0i} , m_i e \bar{a}_i são também conhecidos com a profundidade, tem-se, substituindo (XI.2) e (XI.4) em (XI.1).

$$\sigma_{0i} \times \bar{a}_i - \sigma_i \times \bar{a}_i - (AN)_{i-1} = m_i \times \sigma_i \times \Delta z_i + m_i \times \sigma_{i-1} \times \Delta z_i$$

Explicitando τ_i

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{0i} \times \bar{a}_i - (AN)_{i-1} + m_i \times \sigma_{i-1} \times \Delta z_i}{\bar{a}_i + m_i \cdot \Delta z_i} \quad (XI.5)$$

Chamando-se:

$$A_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i + m_i \cdot \Delta z_i} \quad (XI.6)$$

$$B_i = \frac{m_i \cdot \Delta z_i}{\bar{a}_i + m_i \cdot \Delta z_i} \quad (XI.7)$$

$$C_i = \frac{1}{\bar{a}_i + m_i \cdot \Delta z_i} \quad (XI.8)$$

A equação (XI.) fica:

$$\sigma_i = A_i \cdot \sigma_{0i} - B_i \cdot \sigma_{i-1} - C_i \times (AN)_{i-1} \quad (XI.9)$$

O atrito negativo pode então ser calculado em cada nível i .

O processo inicia-se na superfície do terreno e é repetido passo a passo até a profundidade z que se queira uma vez que, de acordo com a equação (XI.).

$$(AN)_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) \times \bar{a}_i \quad (XI.3)$$

É fácil perceber que, na ponta da estaca, a pressão confinante será igual a:

$$\sigma_d = \sigma_{od} - \frac{(AN)_d}{\bar{a}_d} \quad (XI.10)$$

Como se vê, para calcular atrito negativo, é necessário se conhecer a área efetiva tributária, a qual é função da profundidade e da posição da estaca no grupo.

A FIG (A.III.3) mostra que, para uma estaca interna, a área que vai contribuir para carregá-la não pode ser maior que:

$$\lambda \times \beta - a_p \quad (a_p = \text{área transversal da estaca})$$

Isto não acontece com as estacas externas, onde as áreas efetivas tributárias crescem com a profundidade - v. item (III.4).

Outro fator importante a ser considerado é a influência de cada estaca sobre as outras do grupo.

ZEEVAERT, baseado na proposição de WESTGAARD(1938) apresenta valores e cartas de influência para se calcular a área equivalente tributária em grupos de estaca para os casos em que a resistência ao cisalhamento é constante ou quando é crescente com a profundidade.

A localização do ponto neutro, bem como a carga que chega à ponta da estaca, também pode ser calculada sabendo-se que, deduzindo analogamente ao mostrado para o atrito negativo, encontra-se para o caso de atrito positivo, expressões do tipo:

$$\sigma_i = A_i \cdot \overline{\sigma_{0i}} + B_i \sigma_{i-1} + C_i (AP)_{i-1} \quad (XI.11)$$

$$(\overline{\sigma_{0i}})_z = (\sigma_{0i})_z - (\sigma_{0i} - \sigma_i)_{z_0} \quad (XI.12)$$

$$AP_i = (\sigma_i - \overline{\sigma_{0i}}) \bar{a}_i \quad (XI.13)$$

$$A_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} \quad (XI.14)$$

$$B_i = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} \quad (XI.15)$$

$$C_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} \quad (XI.16)$$

sendo:

$(AP)_{i-1}$ = carga transferida da estaca para o solo
(atrito positivo)

Os outros termos já são conhecidos, devendo-se observar que, no caso de transferência positiva, as pressões verticais iniciais (σ_{0i}) são menores que as pressões verticais finais (σ_i).

XI.2 - Aplicação do Método ao Caso I e ao Caso II GRUPO DE ESTACA

Este método prevê sua aplicação tanto para estacas isoladas como para estacas um grupo, por isto será aplicado no Caso I e no Caso II - GRUPO DE ESTACAS.

CASO I

Cálculo na área efetiva tributária:

ZEEVAERT propõe para estaca isolada

$$a'_{ez} = \frac{\pi z^2}{I_{zo}} \quad (XI.17)$$

$$\bar{a}_{ez} = a'_{ez} - a_p \quad (XI.18)$$

sendo:

a'_{ez} = área equivalente tributária

z = profundidade da camada

a_p = área do fuste da estaca

$$= 0.4 \times 0.4 = 0.16m^2$$

I_{zo} = valores de influência obtida na FIG. (A.XI.2)
em função de z/r_o .

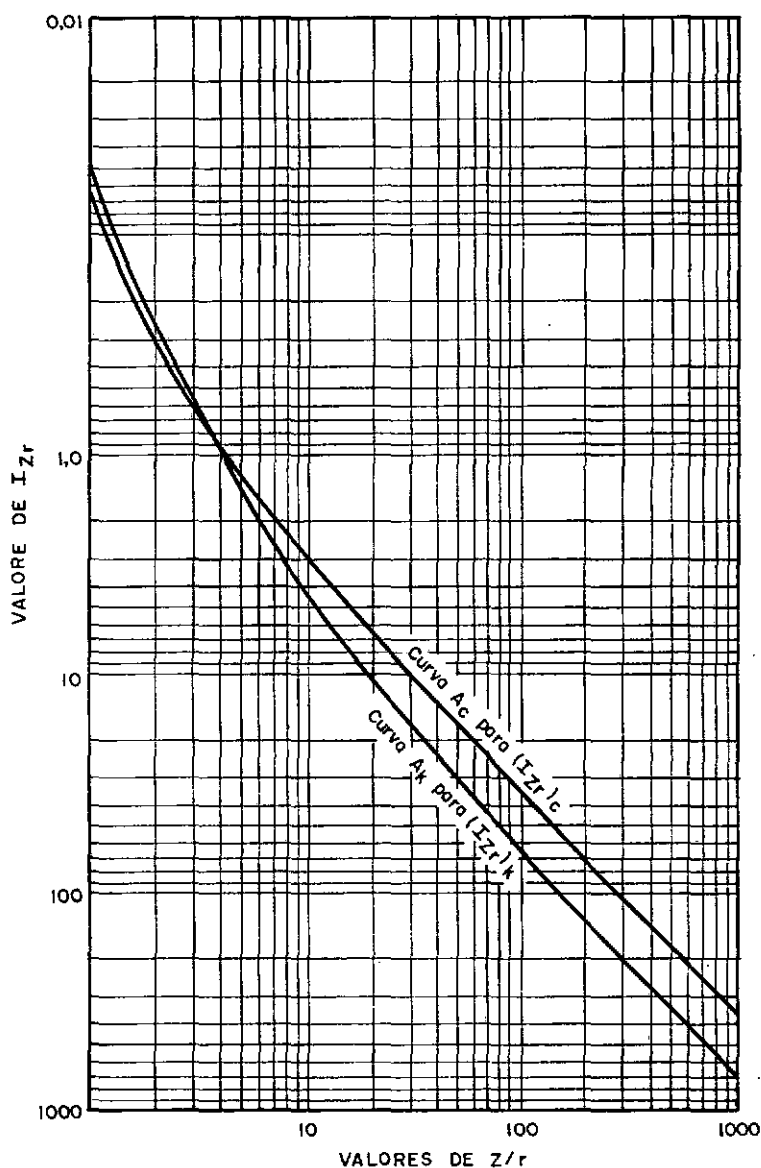


FIG. A XI.2 - Valor de influência para cálculo de área efetiva tributária (apud Zeevaert, 1972).

A área efetiva tributária no entanto, não pode ul
trapassar 5.0m^2 - FIG (A.III.3)

Pode-se então montar o QUADRO (V.1)

z (m)	z/r	I_{zo}	a'_{ez} (m^2)	\bar{a}_{ez} (m^2)	\bar{a}_i (m^2)
0					
2.5	12.5	6.0	3.272	3.112	3.112
4.5	22.5	13.0	4.894	4.734	4.734
6.5	32.5	20.0	6.637	6.477	5.0
8.5	42.5	25.0	9.079	8.919	5.0
10.5	52.5	32.0	10.824	10.664	5.0
12.5	62.5	38.0	12.918	12.758	5.0
13.5	67.5	41.0	13.965	13.805	5.0
15.0	75.0	46.0	15.366	12.206	5.0

QUADRO (XI.1)

O atrito negativo a várias profundidades é calculado passo a passo com as equações (XI.3) a (XI.9) como mostra o QUADRO (XI.2).

QUADRO (XI.2)

Z (m)	Δz_i (m)	σ_{0i} (tf/m ²)	\bar{a}_i (m ²)	ϕ_r	K ϕ	m_i	A_i	B_i	C_i	σ_i (tf/m ²)	(AN) _i (tf)
0		0								0	0
2.5	2.5	5.0	3.112	35°	0.354	0.233	0.842	0.158	0.271	4.211	2.455
4.5	2.0	8.2	4.734	15°	0.234	0.155	0.939	0.061	0.198	6.952	5.907
6.5	2.0	11.4	5.0	15°	0.234	0.155	0.942	0.058	0.188	9.219	10.906
8.5	2.0	13.1	5.0	15°	0.234	0.155	0.942	0.058	0.188	9.746	16.769
10.5	2.0	14.3	5.0	15°	0.234	0.155	0.942	0.058	0.188	9.741	22.794
12.5	2.0	15.5	5.0	15°	0.234	0.155	0.942	0.058	0.188	9.737	28.816
13.5	1.0	16.1	5.0	15°	0.234	0.155	0.970	0.030	0.194	9.735	31.826
15.0	1.5	17.0	5.0	15°	0.234	0.155	0.956	0.044	0.191	9.732	36.339

- Determinação do Ponto Neutro

A capacidade de carga de ponta (Q_p) em uma estaca assente em terreno arenoso de acordo com ZEEVAERT é dada por:

$$Q_1 = 1.2 \times \sigma'_{vp} \times N_q \times (D_r + 0.1) a_{\text{ponta}} \quad (\text{XI.19})$$

sendo:

σ'_{vp} = pressão vertical atuando no plano da ponta da estaca

N_q = fator de capacidade de carga = 107
FIG. (XI.2)

D_r = densidade relativa = 0.6

a_{ponta} = área da ponta da estaca = 0.16m^2

No terreno resistente (abaixo de 15m de profundidade), haverá atrito positivo ao longo de 0.60m de estaca cravada nele.

Usando a fórmula (XI.19) pode-se calcular a capacidade de ponta da estaca após a redução da pressão confinante devido ao atrito negativo.

Admitindo-se inicialmente o ponto neutro no final da camada compressível ($z = 15,0\text{m}$) é usando as equações (XI.11) a (XI.16) pode-se montar o QUADRO (XI.3).

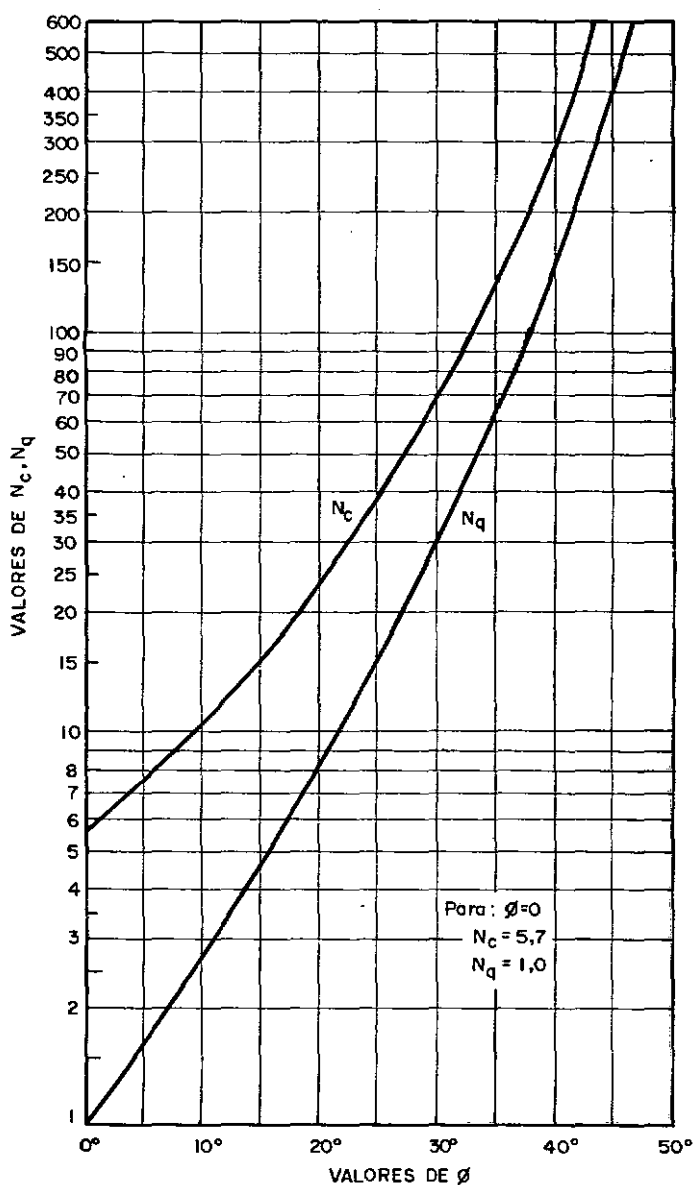


FIG. A XI.3 — Fatores de capacidade de carga para estacas (apud Zeevaert, 1972).

QUADRO (XI.3)

Z (m)	\bar{a}_i (m ²)	ϕ	m_i	Δ_Z (m)	σ_{oi} (tf/m ²)	$\overline{\sigma_{oi}}$ (tf/m ²)	A_i	B_i	C_i	σ_i (tf/m ²)	$(AP)_i$ (tf)
15.0					17.0	9.732				9.732	0
15.6	5.0	38	0.232	0.6	17.6	10.332	1.029	0.029	0.206	10.907	2.874

Para a estaca não penetrar no terreno deve-se satisfazer:

$$Q_p + AP \geq P + AN \quad (XI.20)$$

sendo:

$$P = \text{carga aplicada no topo da estaca} = 120 \text{ tf}$$

$$AN = \text{sobrecarga devida ao atrito negativo} = 36.339 \text{ tf}$$

$$AP = \text{atrito positivo} = 2.874 \text{ tf}$$

$$Q_p = \text{capacidade de ponta da estaca}$$

$$Q_p = 1.2 \times 10,907 \times 107 \times (0.6+1) + 0.4^2$$

$$Q_p = 156.9 \text{ tf}$$

têm-se então:

$$156.9 + 2.874 > 120 + 36.339$$

o que significa que a estaca não penetra no terreno resistente o que faz com que o ponto neutro se situe a 0.6m de sua ponta, isto é, no início da camada resistente.

CASO II - GRUPO DE ESTACAS

O grupo compõe-se de 6 estacas tipo FRANKI com:

diâmetro da base = 0.95 m

área da base = 0.709m^2

diâmetro do fuste = 0.60m

área do fuste = 0.285m^2

carga em cada estaca = 150tf

Estacas Centrais - FIG (A.XI.4)

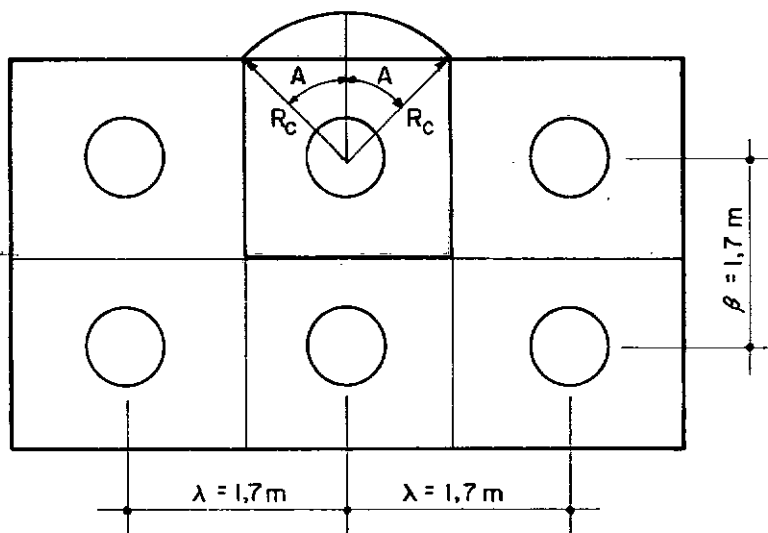


FIG. A **XI**.4 — Caso **II** — Grupo de estacas — estaca central.

Cálculo da área Efetiva Tributária

Como se pode ver na fig. (A.XI.4) a área do terreno que sobrecarregará a estaca cresce com a profundidade \bar{e} igual a:

$$\bar{a}_i = \frac{\beta \cdot \lambda}{2} + R_e^2 A + \frac{\beta}{2} \times R_e \times \cos A - a_p$$

sendo

$$A = \arcsen \frac{\frac{\beta}{2}}{R_e}$$

De acordo com ZEEVAERT a área efetiva tributária pode ser calculada passo a passo com as seguintes equações:

$$a'_{ez} = \frac{\pi z^2}{I_{zo} + \sum I_{zr}}$$

$$\bar{a}_{ez} = a'_{ez} - a_p$$

$$R_e = \sqrt{\frac{a'_{ez}}{\pi}}$$

onde

I_{zo} = fatores de influência obtidos na FIG (XI.2)

$\sum I_{zr}$ = somatório dos fatores de influência das estacas vizinhas no grupo. O autor propõe cartas de influência FIG (XI.5) e FIG (XI.7) onde, desenhando-se o grupo de estaca na escala de profundidade indi

cada pode-se obtê-lo facilmente.

A FIG (XI.5) mostra um exemplo para uma estaca externa central para $z = 9.85$ m. A carta utilizada admite que a resistência ao cisalhamento cresce com a profundidade.

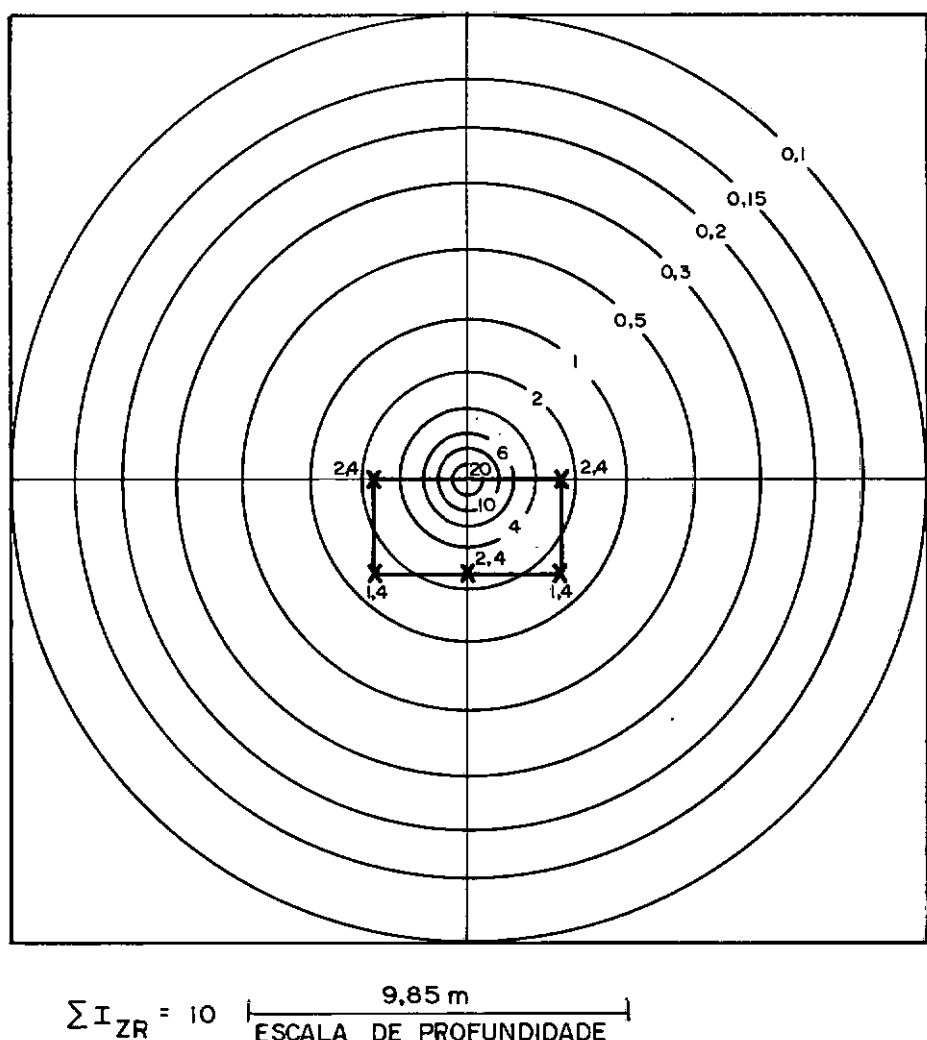


FIG. A XI.5 – Exemplo de aplicação das cargas de influência proposta por Zeevaert, 1972, para cálculo de área efetiva tributária em grupos de estaca.

Pode-se então montar a planilha QUADRO (XI.4)

No caso analisado não haverá mais efeito do amolgamento por este motivo $\bar{r}_0 = r_0 = 0.3m$

De posse da área efetiva tributária (\bar{a}_i), calcula se o atrito negativo a crescentes profundidade. QUADRO (XI.5).

QUADRO (XI.4)

Z (m)	z/r	I_{z_0}	$\sum I_{z_r}$	$I_{z_0} + \sum I_{z_r}$	a'_{ez} (m ²)	\bar{a}_{ez} (m ²)	R_e (m)	A (rd)	\bar{a}_i (m ²)
1.9	6.3	2.3	0.25	2.55	4.448	4.163	1.19	0.796	2.994
2.6	8.7	3.8	0.59	4.39	4.838	4.553	1.241	0.755	3.09
9.85	32.8	19.0	10.0	29.0	10.511	10.226	1.829	0.483	4.154
15.0	50.0	30.0	16.8	46.8	15.104	14.819	2.193	0.398	4.792
16.0	53.3	33.0	19.1	52.1	15.437	15.152	2.217	0.394	4.834
17.0	56.7	35.0	21.4	56.4	16.098	15.813	2.264	0.385	4.916
18.0	60.0	38.0	24.8	62.8	16.208	15.923	2.271	0.384	4.929

QUADRO (XI.5)

Z (m)	Δz_i (m)	σ_{0i} (tf/m ²)	\bar{a}_i	ϕ_r	$K\phi_i$	m_i	A_i	B_i	C_i	σ_i (t/m ²)	$(AN)_i$ (t)
0		0									
1.9	1.9	3.8	2.994	35	0.354	0.333	0.825	0.175	0.276	3.137	1.986
2.6	0.7	5.2	3.09	35	0.354	0.333	0.930	0.070	0.301	4.017	3.654
9.85	7.25	12.45	4.154	35	0.354	0.333	0.632	0.367	0.152	5.839	27.464
15.0	5.15	15.54	4.792	24	0.319	0.300	0.756	0.244	0.158	5.989	45.767
16.0	1.0	16.14	4.834	24	0.319	0.319	0.300	0.941	0.059	5.931	49.349
17.0	1.0	16.74	4.916	24	0.319	0.300	0.942	0.058	0.192	5.974	52.927
18.0	1.0	17.34	4.929	24	0.319	0.300	0.943	0.057	0.191	5.880	56.488

- Determinação do ponto neutro
- procedendo-se de modo análogo para o CASO I, admite-se inicialmente que o ponto neutro esteja a profundidade $z = 18,0$ m, tem-se:

$$Q_p = 1,2 \times 5.88 \times 41.2 \times (0.5+0,1) \times 0.709$$

$$Q_p = 123.7 \text{ t}$$

$$150 + 56.488 > 123.7$$

Logo a estaca penetraria no terreno fazendo que o ponto neutro ficasse acima da ponta.

2ª Tentativa - Ponto Neutro a 16.0 m do topo da estaca:

Como na situação anterior deve-se calcular o atrito positivo que se desenvolve abaixo do ponto neutro, bem como a pressão confinante na ponta da estaca QUADRO (XI.6)

QUADRO (XI.6)

Z (m)	a_i (m ²)	ϕ	m_i	Δz (m)	$\overline{\sigma_{0i}}$ (tf/m ²)	σ_{0i} (tf/m ²)	A_i	B_i	C_i	σ_i (tf/m ²)	$(AP)_i$ (tf)
16.0					16.14	5.931				5.931	0
17.0	4.916	24°	0.300	1.0	16.74	6.531	1.065	0.065	0.217	7.342	3.988
18.0	4.929	24°	0.300	1.0	17.34	7.131	1.065	0.065	0.216	8.932	8.879

$$Q_p = 1.2 \times 8.932 \times 41.2 (0.5+0.1) \times 0.709$$

$$Q_p = 187.9t$$

$$187.9 + 8.879 < 150 + 49.349$$

Esta pequena diferença mostra que o ponto neutro situa-se um pouco acima do valor arbitrado - em torno de 15,80m do topo da estaca - e o atrito negativo pode ser considerado igual a 49 tf.

Estacas de canto - FIG. (A.XI.6)

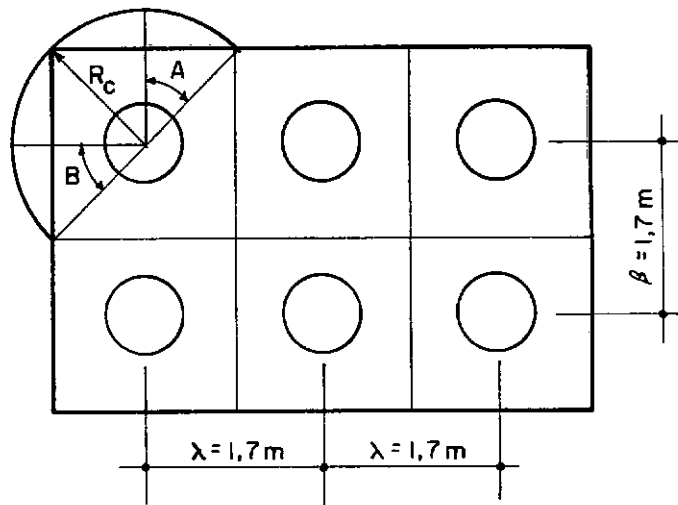


FIG. A XI.6 - Caso II - Grupo de estacas - estaca de canto.

Da FIG (XI.6) pode-se ver que a área efetiva tributária para uma estaca externa de canto, é igual a:

$$\bar{a}_j = \frac{\pi R_e}{4} + \frac{Re^2 \times A}{2} + \frac{Re^2 \times B}{2} + \frac{Re^2 \times \beta}{2} \cos A + \frac{Re \cdot \lambda}{4} \cos B + \frac{\lambda \beta}{4} - a_p$$

onde:

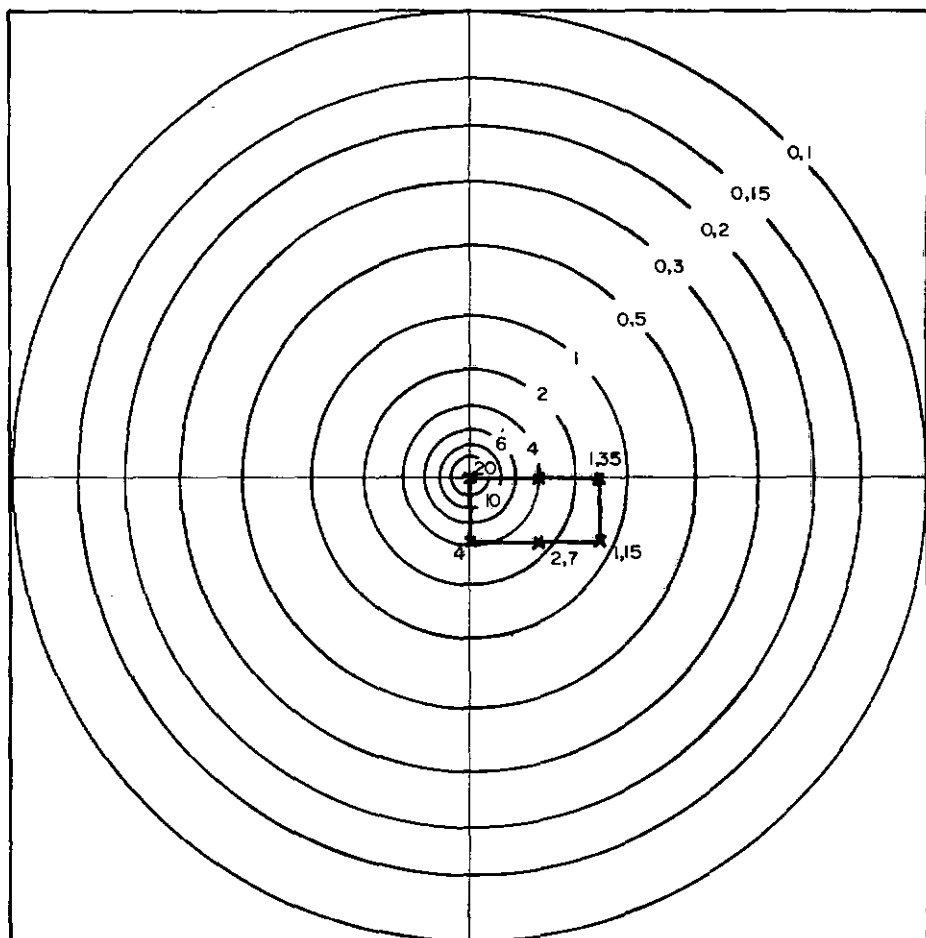
$$A = \arcsen \frac{\frac{\beta}{2}}{R_e}$$

$$B = \arcsen \frac{\frac{\lambda}{2}}{R_e}$$

como

$$\lambda = \beta \Rightarrow A = B$$

Utilizando-se a FIG(A.XI.2) e as cartas de influência propostas por ZEEVAERT(é mostrado um exemplo de aplicação para uma estaca de canto com $z = 15.0$ na FIG. (A.XI.7))- pode-se montar a planilha QUADRO (XI.7) para cálculo de \bar{a}_j e o QUADRO (XI.8) para cálculo do Atrito Negativo.



$$\sum I_{ZR} = 13,2 \frac{15,0 \text{ m}}{\text{ESCALA DE PROFUNDIDADE}}$$

FIG. A XI.7 – Exemplo de aplicação das cargas de influência propostas por Zeevaert para cálculo de área efetiva tributária em grupos de estaca.

QUADRO (XI.7)

Z (m)	z/r	I_{z0}	$\sum I_{zr}$	$I_{z0} + \sum I_{zr}$	a'_{ez} (m ²)	\bar{a}_{ez} (m ²)	R_e (m)	A=B (rd)	\bar{a}_i (m ²)
0									
1.9	6.3	2.3	0.165	2.465	4.601	4.316	1.21	0.779	3.460
2.6	8.7	3.8	0.38	4.18	5.081	4.796	1.272	0.732	3.696
9.85	32.8	19.0	7.5	26.5	11.502	11.217	1.913	0.460	6.455
15.0	50.0	30.0	13.2	43.2	16.362	16.077	2.282	0.382	8.316
16.0	53.3	33.0	15.1	48.1	16.720	16.435	2.307	0.377	8.449
17.0	56.7	35.0	16.8	51.8	17.527	17.242	2.362	0.368	8.746
18.0	60.0	38.0	19.1	57.1	17.826	17.541	2.382	0.365	8.856

QUADRO (XI.8)

Z (m)	Δz_i (m)	σ_{0i} (tf/m ²)	\bar{a}_i (m ²)	ϕ_r	$K\phi_i$	m_i	A_i	B_i	C_i	σ_i (tf/m ²)	$(AN)_i$ (tf)
0											
1.9	1.9	3.8	3.460	35°	0.354	0.333	0.845	0.155	0.244	3.212	2.034
2.6	0.7	5.2	3.696	35°	0.354	0.333	0.941	0.059	0.255	4.183	3.759
9.85	7.25	12.45	6.455	35°	0.354	0.333	0.728	0.272	0.113	7.497	31.973
15.0	5.15	15.54	8.316	24°	0.319	0.300	0.843	0.157	0.101	8.684	57.013
16.0	1.0	16.14	8.449	24°	0.319	0.300	0.966	0.034	0.114	8.771	62.259
17.0	1.0	16.74	8.746	24°	0.319	0.300	0.967	0.033	0.111	9.011	67.602
18.0	1.0	17.34	8.856	24°	0.319	0.300	0.967	0.033	0.109	9.092	73.041

Determinação do Ponto Neutro

1ª Tentativa = 0 ponto neutro situando-se a profundidade
 $z = 18.0$ do topo da estaca.

$$Q_p = 1.2 \times 9.092 \times 41.2 (0.5+0.1) 0.709 \quad (XI.19)$$

$$Q_p = 191.2 \text{ tf}$$

$$150 + 73.041 > 191.2 \quad (XI.20)$$

a estaca penetraria no terreno.

2ª Tentativa

Ponto Neutro a 17.0m de profundidade

O atrito positivo é calculado no QUADRO (XI.9)

têm-se então:

$$Q_p = 1.2 \times 10.265 \times 41.2 \times (0.5+0.1) \times 0.709 \quad (XI.19)$$

$$Q_p = 215,9 \text{ tf}$$

$$150 + 67.602 < 215.9 + 5.792 \quad (XI.20)$$

O ponto neutro situa-se a uma profundidade em torno de 17.10m e a sobrecarga devido ao atrito negativo a \bar{a} , fica

QUADRO (XI.9)

Z (m)	\bar{a}_i (m ²)	ϕ_r	m_i	Δ_z (m)	σ_{oi} (tf/m ²)	$\overline{\sigma_{oi}}$ (tf/m ²)	A_i	B_i	C_i	σ_i (tf/m ²)	$(AP)_i$ (tf)
17					16.74	9.011				9.011	0
18	8.856	240	0.300	1.0	17.34	9.611	1.035	0.035	0.117	10.265	5.792

em torno de 68.0 tf.

Deve-se ter em mente que a possibilidade de pene
tração desigual das estacas de um mesmo bloco depende muito da
rigidez do bloco o que pode falsear os resultados obtidos quanta
to a localização do ponto neutro.

ANEXO - XII

MÉTODO DE SOARES (1974)

XII.1 - Apresentação

O autor aceita as proposições de JOHANNESSEN e BJERRUM, achando no entanto que se deve considerar nos cálculos de Atrito Negativo a resistência que foi mobilizada pelo deslocamento relativo solo-estaca, obtida em gráfico tensão-deformação de um ensaio de cisalhamento direto drenado, onde a pressão normal no plano de ruptura seja igual a pressão efetiva horizontal média que atua na camada.

Utilizando-se a mesma deformação específica ($\epsilon\%$) ocorrida no terreno, obtida dos recalques relativos estaca solo- Fig. (A XII.1.d) - lê-se as tensões de cisalhantes que estas de formações forneceram no ensaio - Fig. (A XII.1.e).

XII.2 - Aplicação do Método ao Caso II - Estaca Isolada

O método de SOARES exige curvas tensão-deformação obtida e ensaio de cisalhamento drenado bem como os recalques ocorridos no solo e na estaca. Estes fatos levou a fazer sua aplicação ao Caso II - Estaca Isolada, no qual se dispunha de ambos.

Baseados nas leituras de tassômetros e pinos de recalque instalados, pode-se traçar o gráfico dos recalques da estaca e do solo - Fig. (A XII.2).

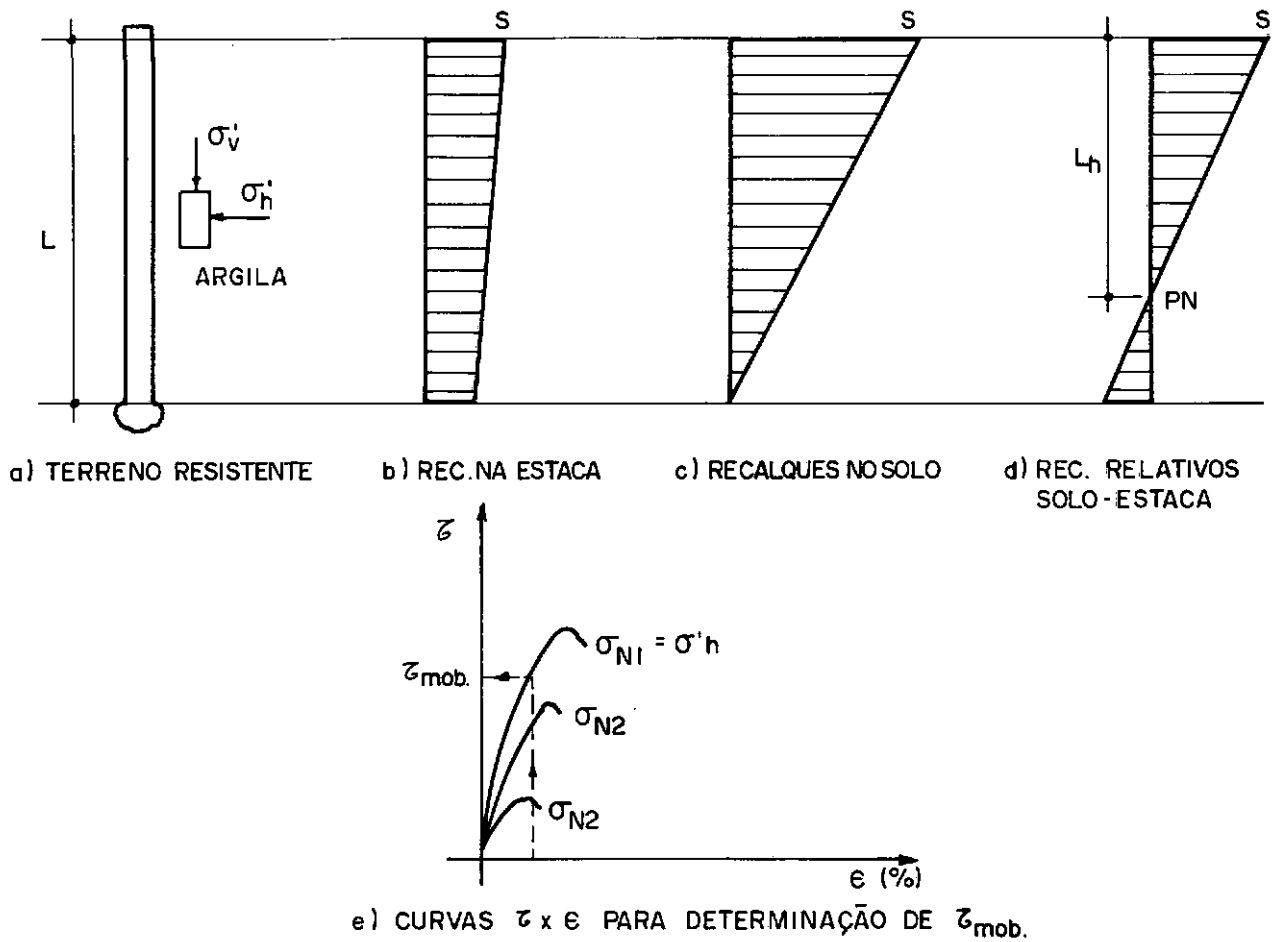


FIG. A ~~XII~~.1 – Método de Soares.

Nota-se que o terreno recalcou mais que a estaca ao longo de todo o fuste, por conseguinte, o Ponto Neutro se situa na ponta da estaca.

Dividindo-se a Fig. (A XII.2.c) em camadas pode-se calcular a deformação relativa específica ($\epsilon\% = \frac{\Delta H_i}{L}$) em cada segmento.

$$\epsilon_1 = \frac{30,3 \times 100}{9,85 \times 10^3} = 0,26\%$$

$$\epsilon_2 = \frac{25,2 \times 100}{8,15 \times 10^3} = 0,31\%$$

$$\epsilon_3 = \frac{15,06}{8,15 \times 10^3} \times 100 = 0,18\%$$

$$\epsilon_4 = \frac{5,02}{8,15 \times 10^3} \times 100 = 0,06\%$$

O nível das tensões horizontais médias em cada camada é:

$$\sigma_{hi} = \sigma_{vi} \times K \operatorname{Tg} \phi$$

$$\sigma'_{h1a} = 2 \times \frac{2.6}{2} \times 0.3 = 0.8 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_{h1b} = 2.6 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_{h2} = 4.0 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_{h3} = 4.5 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma'_{h4} = 5.0 \text{ tf/m}^2$$

Pode-se montar o QUADRO (XII.1)

CAMADA	σ'_{hi} (kgf/cm ²)	$\epsilon_i\%$	δ_m^* (mm)	τ_{mob}^{**} (kg f/cm ²)	ΔH (cm)	U (cm)	AN_i^{***} (kgf)
1.a	0,08	0,26	0,12	0,08	260	40Π	2614
1.b	0,26	0,26	0,12	0,10	725	40Π	9111
2.	0,40	0,31	0,15	0,03	275	40Π	1037
3.	0,45	0,18	0,08	0,02	270	40Π	679
4.	0,50	0,06	0,03	0,01	270	40Π	339

QUADRO (XII.1)

(*) Deslocamento cisalhante (em mm) ocorrido em ensaio de cisalhamento direto em uma amostra de 47 mm de diâmetro, equivalente à deformação específica ocorrida no terreno.

$$\delta_m = \frac{\epsilon_i\%}{100} \cdot 47$$

(**) Obtida nos gráficos anexos ($\tau_a \times \delta_m$) de ensaios de cisalhamento direto efetuado em amostras representativas da camada arenosa - Fig. (A XII.3) - e da camada argilosa - Fig.(A XII.4).

A curva a ser escolhida (CP_1 , CP_2 , etc.) é função de σ'_{hi} .

$$(***) AN_i = \tau_{mob} \cdot \Delta H \cdot U$$

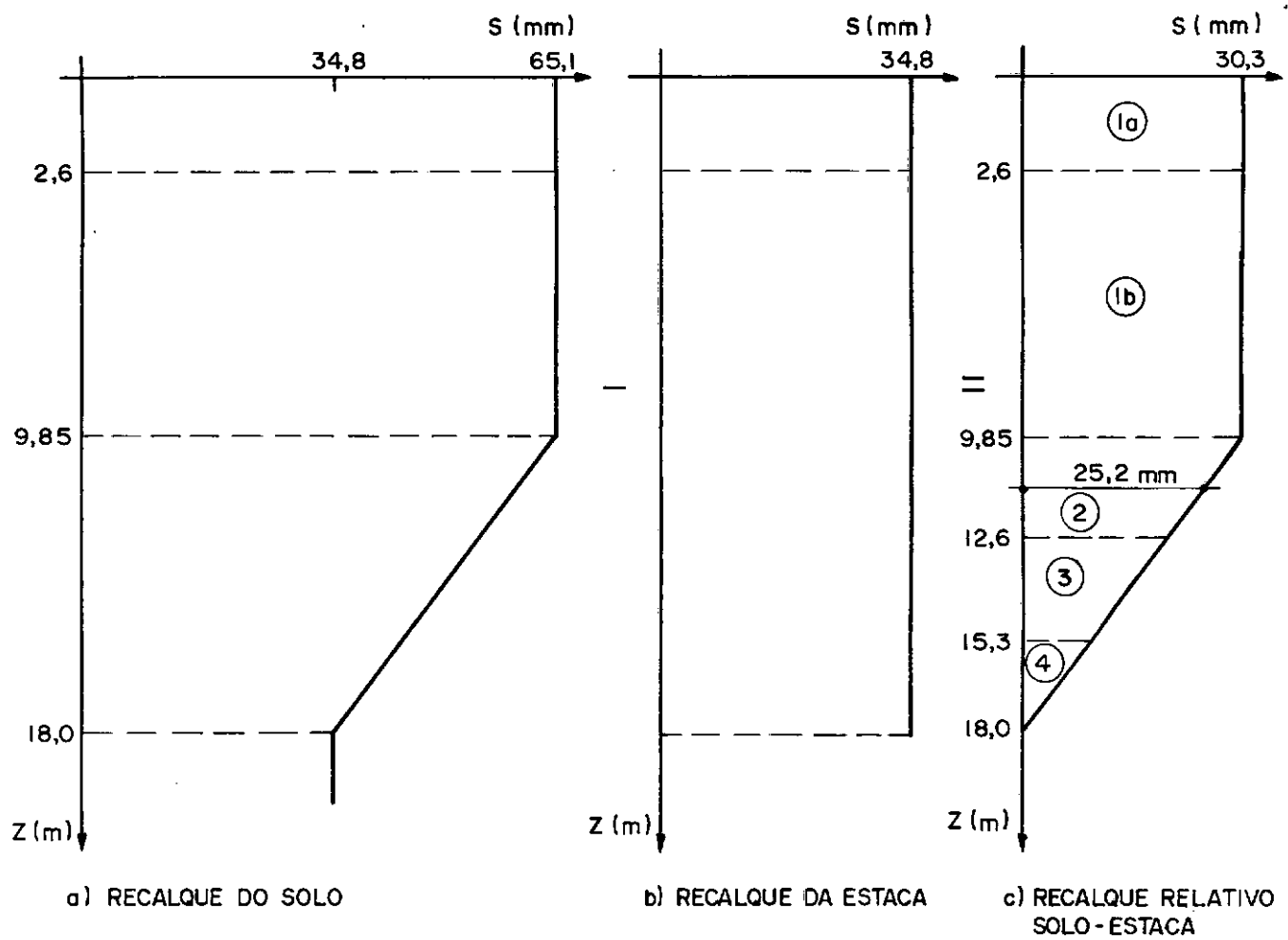


FIG. A XII.2 — Recalque relativo solo-estaca — Caso II. Estaca isolada.

O Atrito Negativo Total será:

$$AN = \sum_{i=1}^n AN_i$$

$$AN = 13,8 \text{ tf}$$

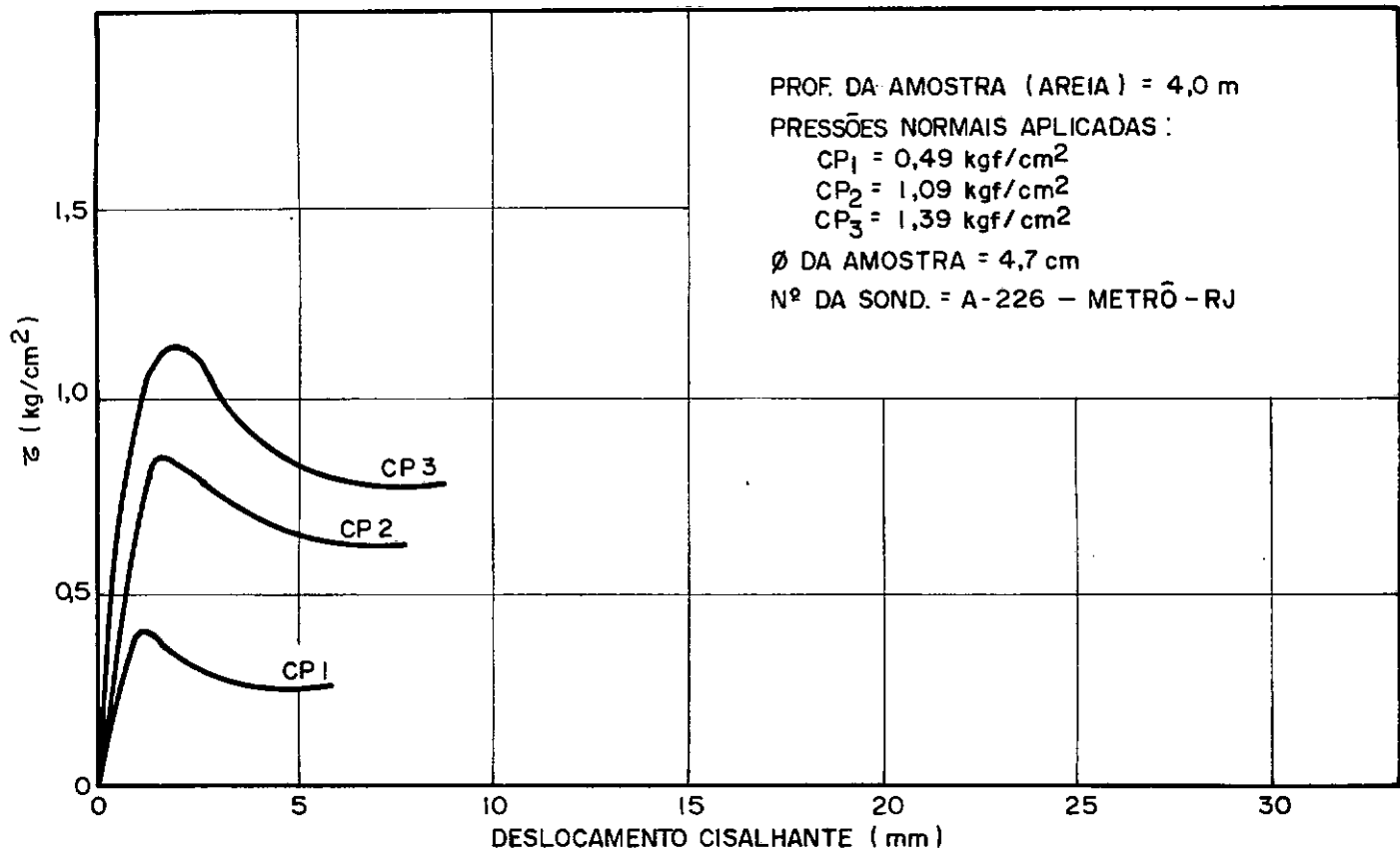


FIG. A XII.3 — Ensaio de cisalhamento direto na areia.

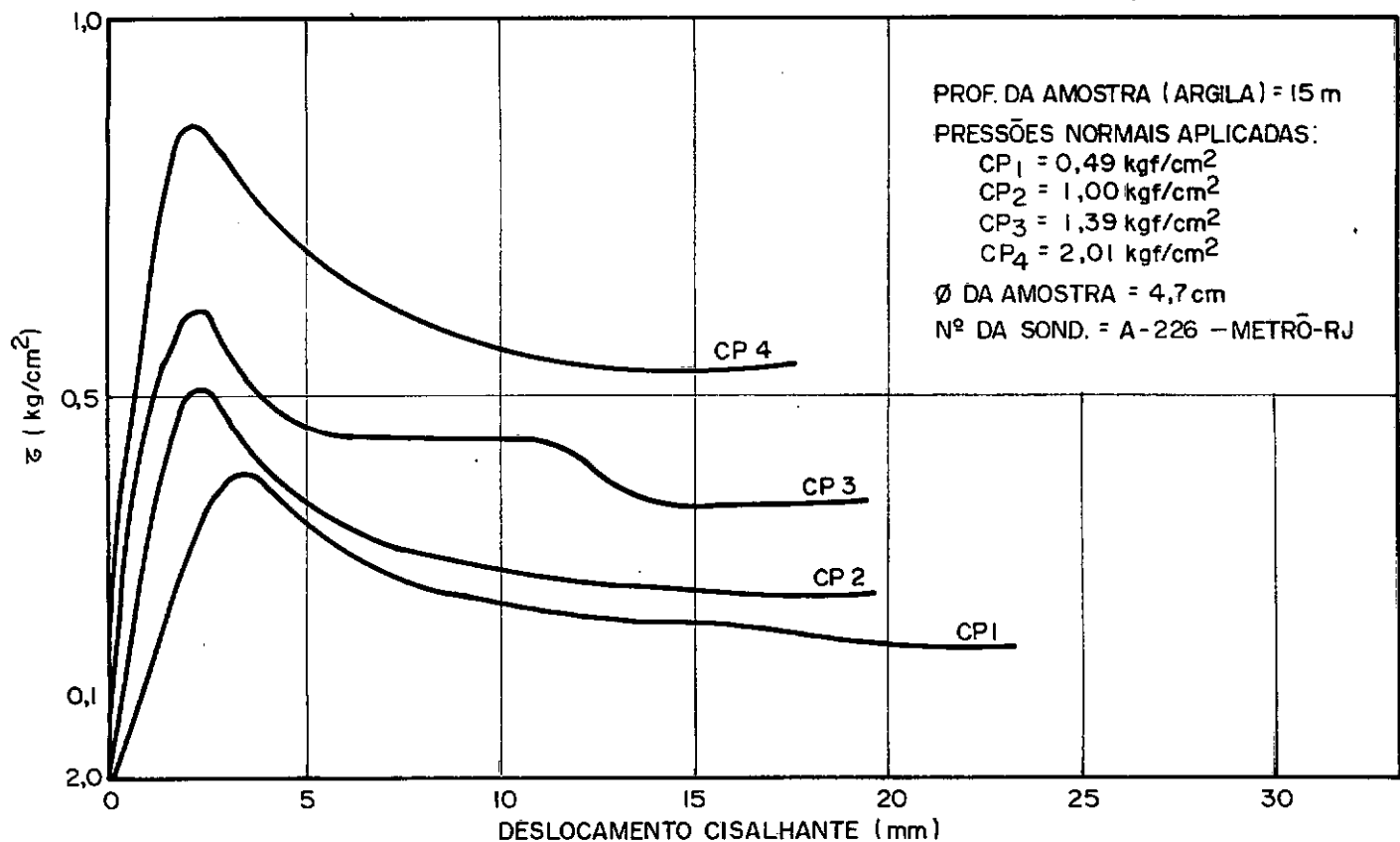


FIG. A XII.4 — Ensaio de cisalhamento direto na argila.

ANEXO - XIII

MÉTODO DE KEZDI

XIII.1 - Apresentação

KEZDI utiliza para cálculo do Atrito Negativo as tensões cisalhantes mobilizadas pelo deslocamento relativo esta-ca-solo.

O método é facilmente entendido analisando - se a Fig. (A.VIII.1).

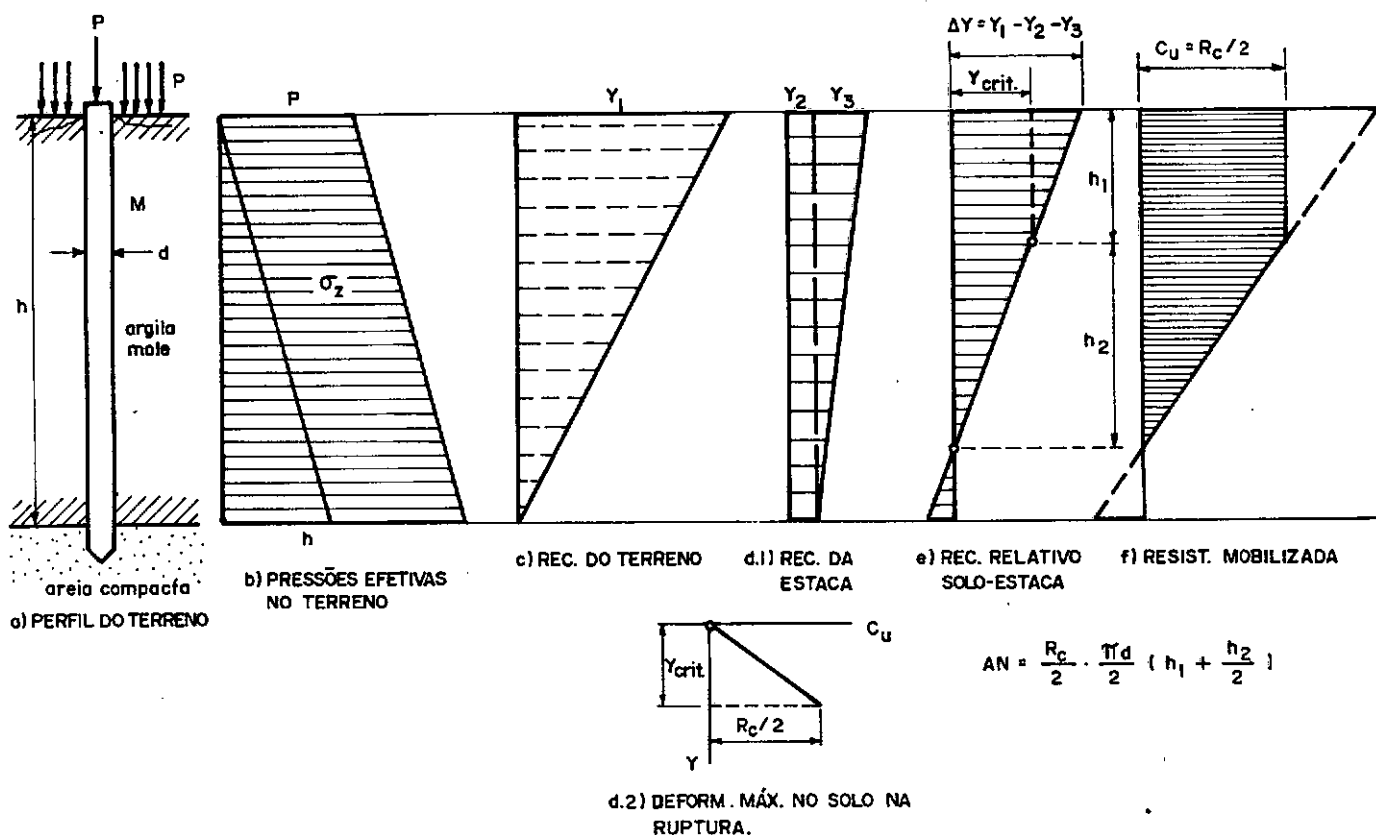


FIG. A XIII.1 — Método de Kezdy para cálculo de atrito negativo (apud Kezdi, 1975).

onde se tem:

Fig. (A XIII.1.a) - o perfil e as cargas atuando na estaca e no terreno.

Fig. (A XIII.1.b) - a distribuição das pressões verticais ao longo do fuste.

Fig. (A XIII.1.c) - o recalque da camada argilosa.

Fig. (A XIII.1.d₁) - recalque da estaca:

Y_2 = penetração da ponta

Y_3 = compressão elástica da estaca

Fig. (A XIII.1.d₂) - deformação máxima do solo no cisalhamento a partir do qual ele romperia, sendo R_c a resistência à compressão simples do solo não amolgado ($\frac{R_c}{2}$ = resistência não drenada = c_u).

XIII.2 - Aplicação do Método ao Caso I - Estaca Isolada

Para se aplicar as proposições de KEZDI é necessário gráficos $R_c \times \epsilon$, (resistência à compressão simples x deformação específica), obtidos de um ensaio de compressão simples. Isto tornou impossível sua aplicação no Caso I - Estaca Isolada-. Como também é necessário se saber os recalques que ocorrem no solo e na estaca e todos estes requisitos haviam no Caso II - Estaca Isolada - optou-se por este último.

Na Fig. (A XIII.2) tem-se:

em a) - o gráfico dos recalques do terreno x profundidade, obtido de leituras de tassômetros.

em b) - o gráfico dos recalques da estaca x profundidade, obtido da leitura de pinos de recalques instalados no pilar.

Admitiu-se constantes com a profundidade pois a compressão elástica devido à carga de edifício já havia ocorrido antes do início das leituras. Apenas a compressão elástica devido à sobrecargas de Atrito Negativo surgidos posteriormente na estaca poderia ser levada em conta no entanto ela seria em torno de 1,4mm para uma sobrecarga da ordem de 40tf por isto foi desprezada.

em c) - o recalque relativo estaca-solo

em d) - resistência mobilizada ao longo do fuste.

Foi obtido de um gráfico $R_c \times \epsilon$ de um ensaio de compressão simples - Fig. (A XIII.3) - executado sobre uma amostra retirada a 15,0m de profundidade.

Neste gráfico pode-se ver que ruptura ocorre para uma deformação específica ($\epsilon\%$) igual a 6,7% e uma pressão axial 0,74 kg/m², o que nos forneceria $c_u = \frac{0,74}{2} = 0,37$ kgf/cm².

Isto significa que, para esta resistência ($0,37 \text{ kgf/cm}^3$) ser mobilizada em uma camada de 8,15m desta argila, deveria ocorrer um recalque relativo igual:

$$\Delta Y = 0,067 \times 8,15$$

$$\Delta Y = 0,55\text{m}$$

Como se pode ver um c), este recalque relativo está longe de ocorrer.

Para o recalque relativo máximo ocorrido (30,1 mm) tem-se:

$$\epsilon\% = \frac{30,1}{8,15 \times 10^3} = 0,37\%$$

Para esta deformação específica, lê-se na Fig. (A XIII.3) uma mobilização de resistência igual:

$$c_u = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ kgf/cm}^2 = 0,5 \text{ tf/m}^2$$

Admitindo-se que esta mobilização varie linearmente com a profundidade pode-se então traçar d).

O Atrito Negativo na camada argilosa será a área hachurada em d,

$$AN = \frac{0,5 \times 8,15}{2} \times \pi \times 0,4$$

$$AN = 2,6 \text{ tf}$$

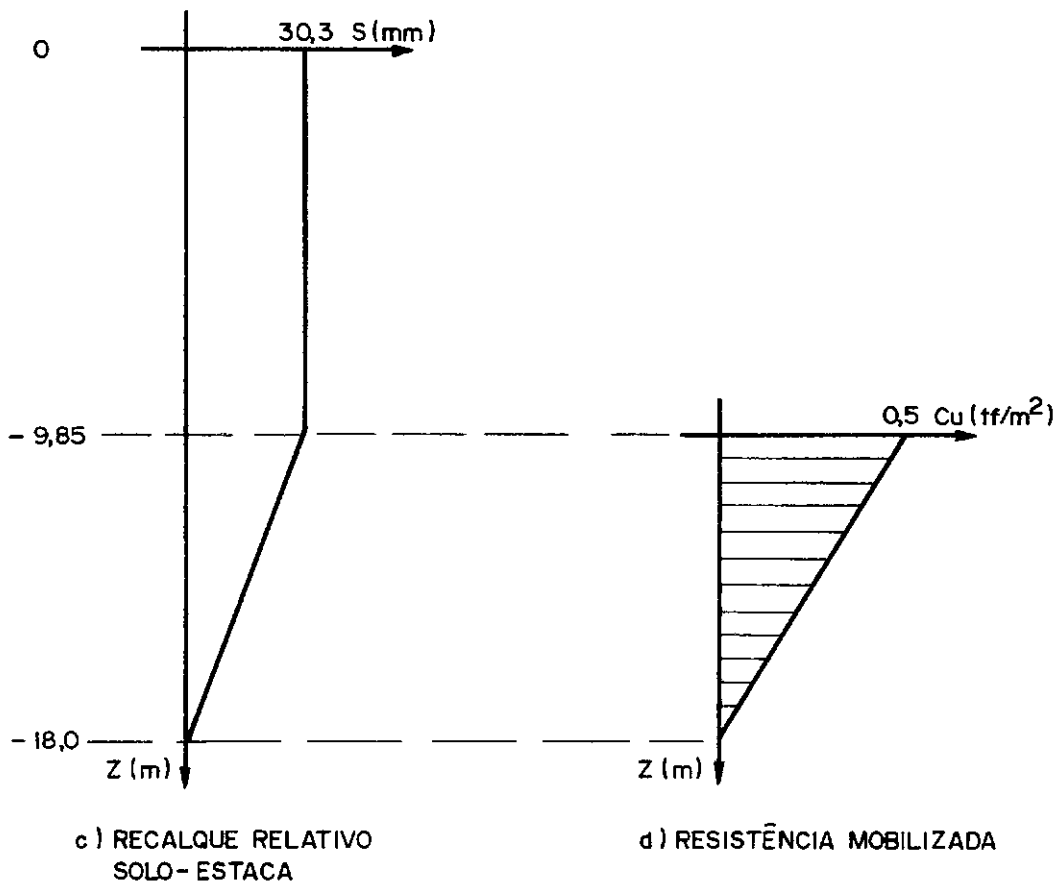
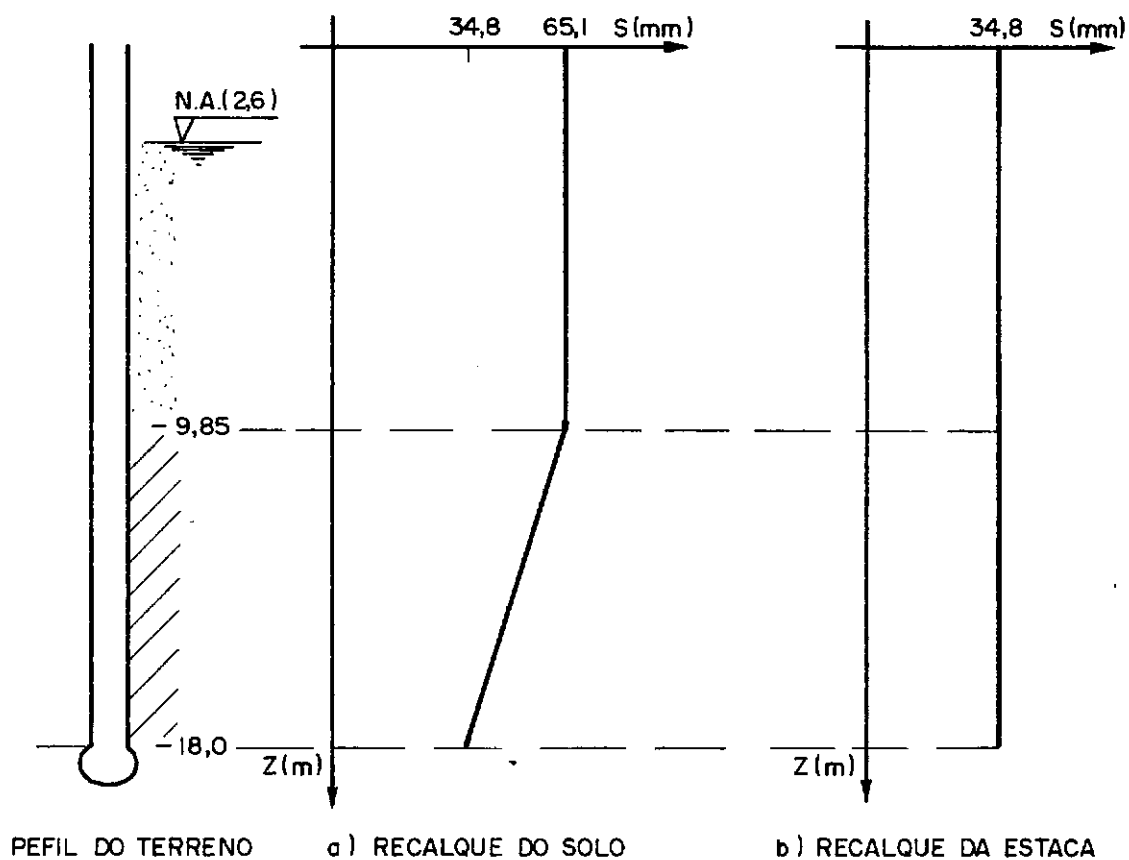


FIG. A XIII.2 - Método de Kezdi.

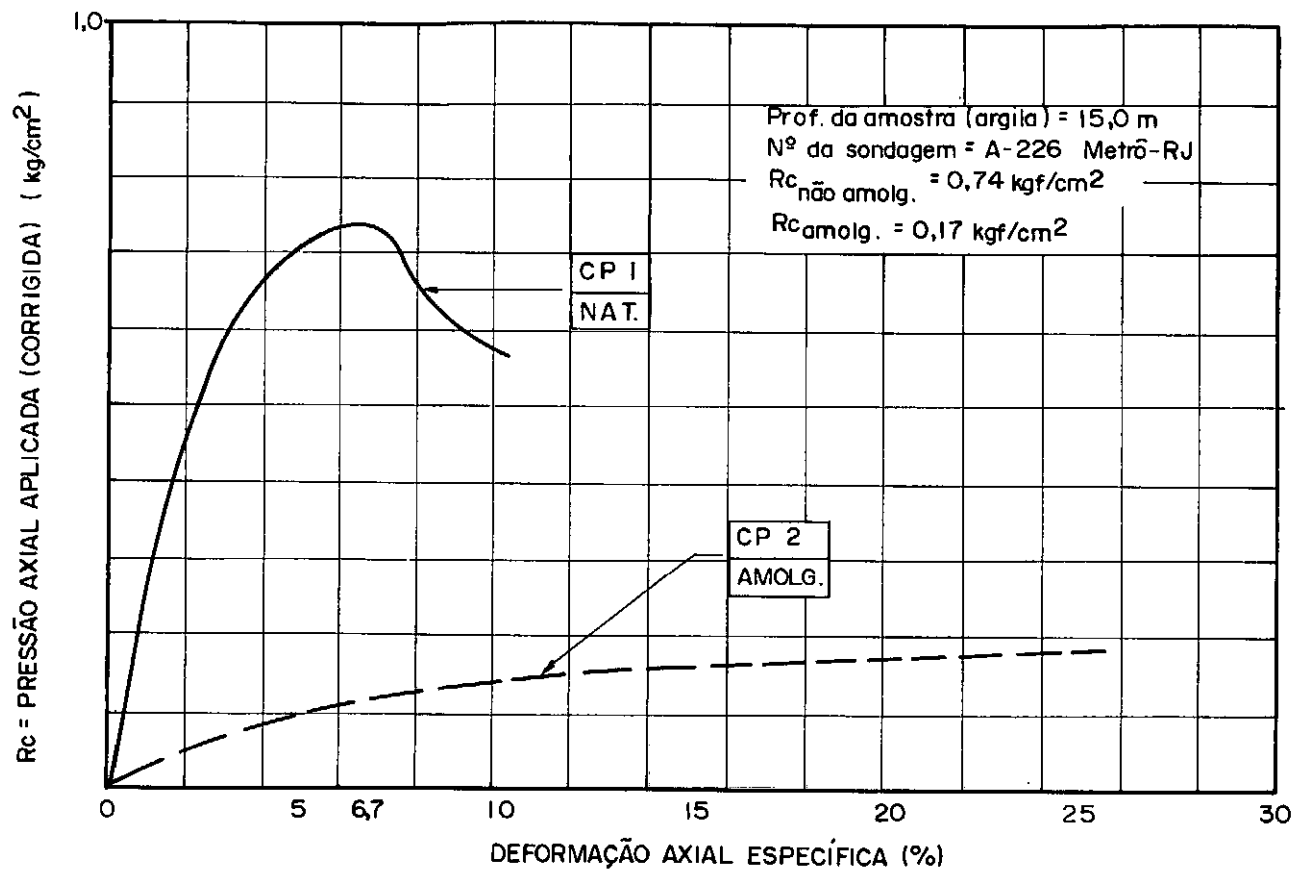


FIG. A XIII.3 — Ensaio de compressão simples na argila.

ANEXO XIV - MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1975)

XIV.1 - Apresentação

POULOS E DAVIS utilizam a teoria da Elasticidade para desenvolvimento de um método porém aceitam a possibilidade do Atrito Negativo não ser completamente mobilizado ao longo do fuste da estaca.

De acordo com os autores, a máxima força que atua na estaca, quando ocorre cisalhamento total solo-estaca, é dada por:

$$F_B = P_{NFS} \cdot N_R \cdot N_T \cdot P_a \quad (XIV.1)$$

onde:

P_{NFS} = sobrecarga máxima devido ao Atrito Negativo se ocorre cisalhamento total.

N_R = fator de correção para o caso em que não ocorra cisalhamento total.

N_T = fator de correção quando a estaca não é cravada na ocasião da colocação do aterro e sim após um certo tempo t .

P_a = força axial atuando na estaca no topo da camada compressível. A adição de P_a é correta se ocorre o cisalhamento total ao longo da estaca e somente aproximada em outros casos. Entretanto esta generalização leva,

geralmente, a erros pequenos.

É importante observar que P_a deve incluir a sobrecarga devida ao Atrito Negativo nas camadas sobrejacentes ao terreno compressível. Se estas camadas não forem coesivas é perfeitamente aceitável considerar que ocorre completo cisalhamento entre a estaca e estas camadas.

P_{NFS} pode ser calculado com a expressão:

$$P_{NFS} = \pi d \int_0^L \tau'_a dz$$

na qual:

d = diâmetro da estaca

τ'_a = aderência solo-estaca

Para uma camada uniforme:

$$P_{NFS} = \pi \cdot d \cdot L \left[c'_a + K_s \cdot \operatorname{tg} \phi'_a \left(\frac{\gamma L}{2} + q \right) \right] \quad (\text{XIV.2})$$

onde:

L = espessura da camada compressível

c'_a, ϕ'_a = parâmetro efetivo da aderência e ângulo de atrito estaca-solo

K_s = coeficiente de empuxo de terra (admitido constante).

γ = massa específica do terreno

q = sobrecarga devido ao terreno.

Se a camada compressível, além do aterro, é subjacente a outras camadas e tem uma pressão efetiva inicial p_0 atuando no seu topo, τ'_a deve ser calculada usando-se uma aderência equivalente:

$$C'_{ae} = C'_a + p_0 \cdot K_s \cdot \text{Tg}\phi'_a \quad (\text{XIV.3})$$

Valores de N_R e N_T são apresentados na fig.(A.XIV.1), em função de C'_a/q , $\gamma L/q$ e $T_0 = \frac{C_v \times t_0}{L^2} \times M$

onde:

T_0 = fator tempo

t_0 = tempo transcorrido da colocação do aterro até a instalação da estaca.

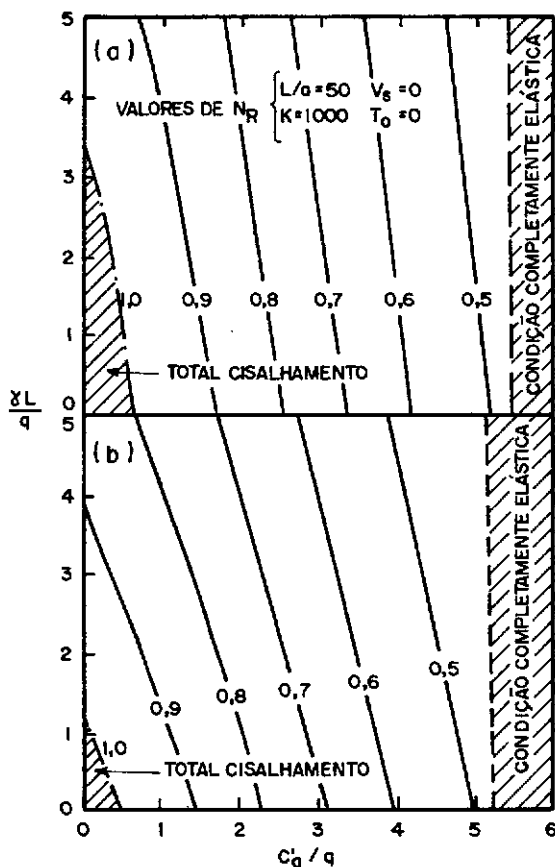
C_v = coeficiente de adensamento obtido de ensaios de adensamento na camada compressível.

M = coeficiente que depende do número de faces drenantes.

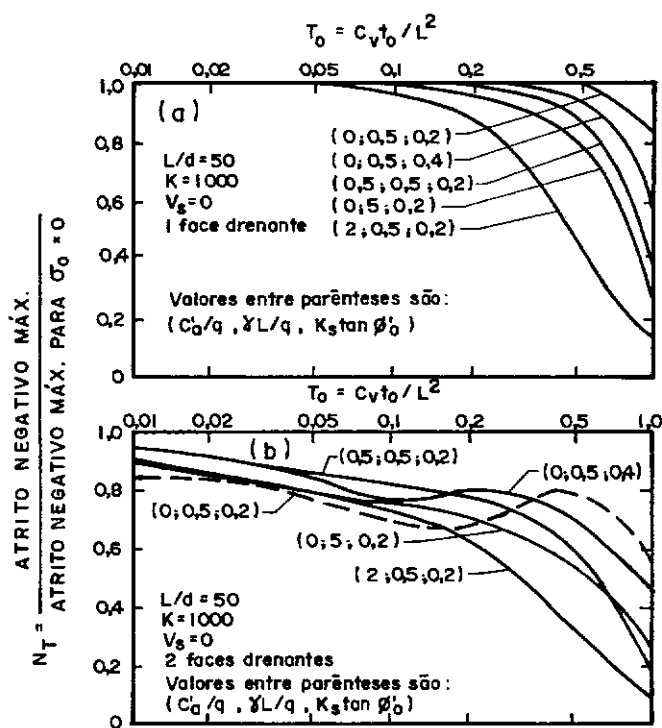
$M = 1$ quando a camada tem uma face drenante.

$M = 4$ quando tem duas faces drenantes

Os gráficos da fig. (A.XIV.1) foram obtidos para $K = 1000$, $L/d = 50$, $V'_s = 0$ e $T_0 = 0$, sendo:



- A) FATOR DE REDUÇÃO N_R : a) $K_s \tan \phi'_0 = 0,2$
 b) $K_s \tan \phi'_0 = 0,4$



- B) FATOR DE REDUÇÃO N_T : a) 1 face drenante
 b) 2 faces drenante

FIG. A XIV.1 — Fatores de correção (apud Poulos e Davis, 1975).

$$K = \frac{E_p}{E_s} \cdot R_A \text{ (ver anexo X)}$$

E_p = módulo de elasticidade da estaca

E_s = módulo de elasticidade do solo nas condições drenadas:

$$E_s = \frac{(1 - 2\nu_s)(1 + \nu_s)}{m_v(1 - \nu_s)}$$

ν_s = coeficiente de Poisson do solo nas condições drenadas.

m_v = coeficiente de variação volumétrica obtido de ensaios de adensamento.

A variação do Atrito Negativo com o tempo pode ser obtida através da equação:

$$P_t = U_n(FN - P_a) + P_a \quad (\text{XIV.4})$$

na qual:

FN = calculado na equação (XIV.1)

P_a = força no topo da camada compressível

U_n = grau de desenvolvimento do Atrito Negativo, obtido na fig. (A.XIV.2) em função de:

$$T_v = \frac{M \cdot C_v \cdot T_e}{L^2}$$

onde:

$t_e = t - t_0$ = tempo transcorrido desde a instalação da estaca.

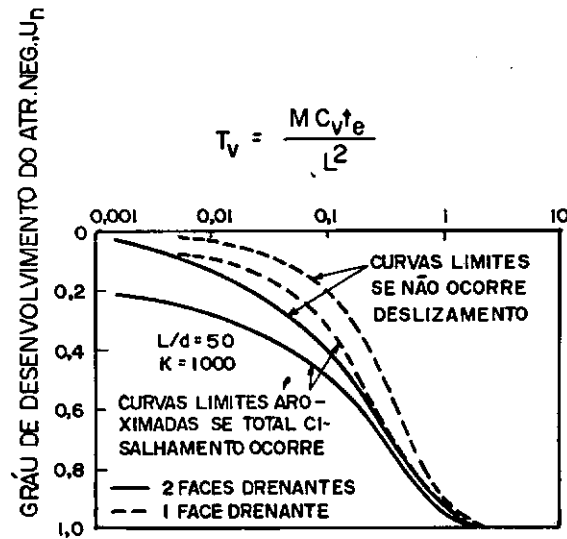


FIG. A XIV. 2 — Taxa de desenvolvimento do atrito negativo (apud Poulos e Davis, 1975).

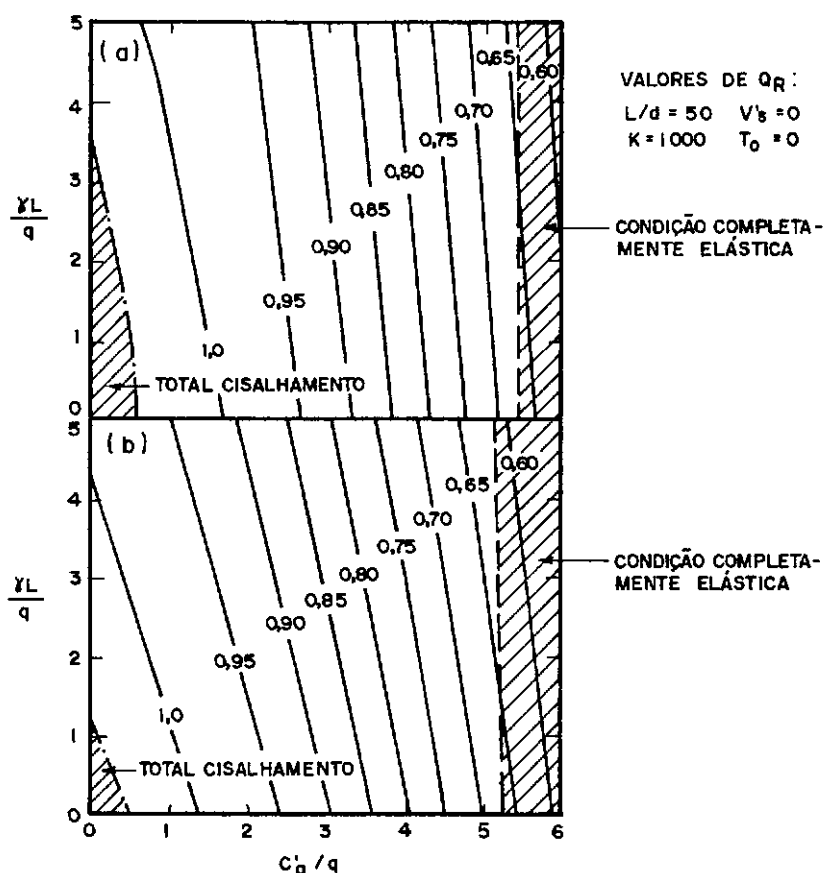
O movimento da estaca no topo da camada compressível é dado por:

$$\rho = \rho_{FS} \cdot Q_R \cdot Q_T + \frac{P_a \cdot L}{E_p \cdot A_p} \quad (\text{XIV.5})$$

onde:

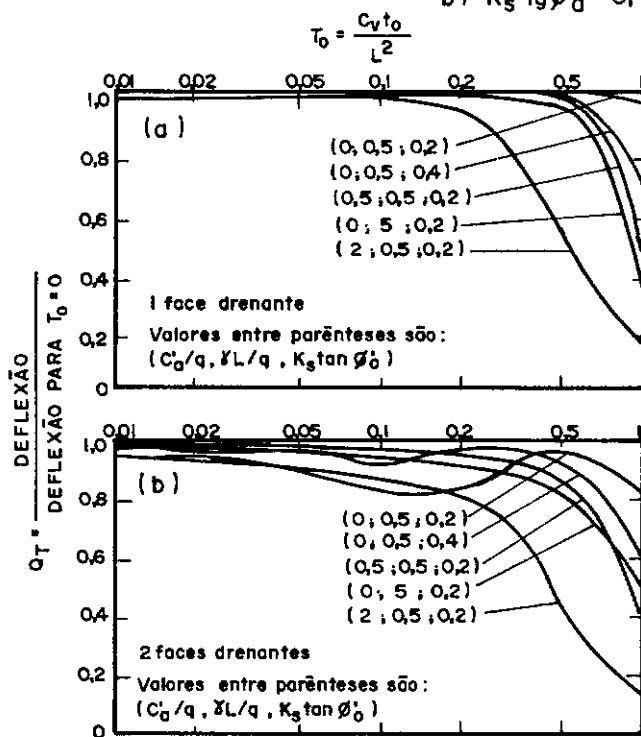
ρ_{FS} = movimento axial da estaca se ocorre cisalhamento completo:

$$\rho_{FS} = \frac{2q \cdot L^2 \cdot R_A}{E_p \cdot d} \left[\frac{c'_a}{q} + K_s \cdot \text{Tg} \phi'_a \left(\frac{\gamma \cdot L}{3q} + 1 \right) \right] \quad (\text{XIV.6})$$



A) FATOR DE REDUÇÃO Q_R : a) $K_s \tan \delta'_0 = 0,2$

b) $K_s \tan \delta'_0 = 0,4$



B) FATOR DE REDUÇÃO Q_T : a) 1 face drenante

b) 2 faces drenantes

FIG. A XIV. 3 - Fatores de redução (apud Poulou e Davis, 1975).

Q_R = fator de correção quando não ocorre cisalhamento completo, obtido na fig. (A.XIV.3a).

Q_T = fator de correção devido ao tempo de instalação da estaca, obtido na fig. (A.XIV.3b).

Para se ter o movimento do topo da estaca, deve-se adicionar a parcela de compressão elástica da estaca ocorrida acima da camada compressível ($\approx \frac{P_m \times h_f}{E_p \times A_p}$, onde P_m é a carga média que atua na estaca no trecho h_f da camada compressível).

O movimento da estaca ao longo do tempo é obtido com a equação:

$$P_t = U_p \left(\rho - \frac{P_a \cdot L}{E_p \cdot A_p} \right) + \frac{P_a \cdot L}{E_p \cdot A_p} + \frac{P_m \cdot \ell_f}{E_p \cdot A_p} \quad (\text{XIV.7})$$

onde:

U_p = grau de deslocamento da estaca para um certo
 $T_v = \frac{c_v \cdot t_e}{L^2}$. M obtido na fig. (A.XIV.4).

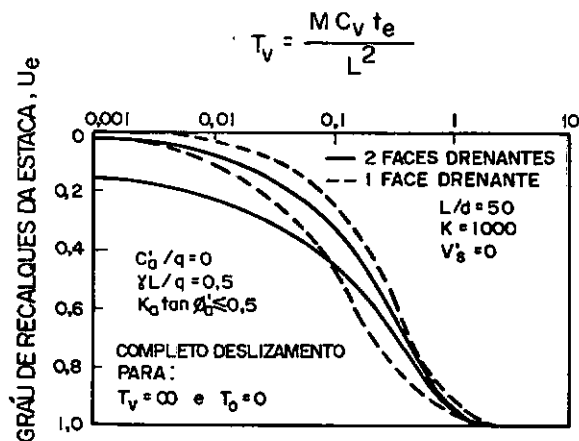
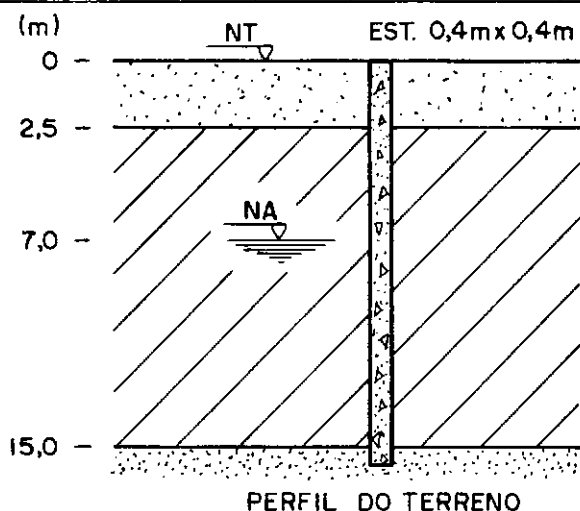


FIG. A XIV.4 — Grau de desenvolvimento dos recalques da estaca "versus" fator tempo (apud Poulos e Davis, 1975).



$$AN = P_{NFS} \cdot N_R \cdot N_T$$

$$P_{NFS} = U \cdot L \cdot \left[c'_a + k_s \cdot \operatorname{tg} \phi'_a \left(\frac{\gamma \cdot L}{2} + q \right) \right]$$

$$P_{NFS} = 1,6 \cdot 12,5 \left[0 + 0,2 \left(\frac{0,96 \cdot 12,5}{2} + 5 \right) \right]$$

$$P_{NFS} = 44,0 \text{ tf}$$

Na fig. (A.XIV.1) para $k_s \cdot \operatorname{tg} \phi'_a = 0,2$,

$$\frac{c'_a}{q} = 0 \text{ e } \frac{\gamma \cdot L}{q} = 2,4 \text{ lê-se } N_R = 1,0$$

$$\text{Como } t_a = 0 \rightarrow N_T = 1$$

$$AN = 44 \cdot 1 \cdot 1 = 44,0 \text{ tf}$$

A N E X O X V

INSTRUMENTAÇÃO EM ESTACAS SUJEITAS A ATRITO NEGATIVO

XV. INSTRUMENTAÇÃO EM ESTACAS SUJEITAS A ATRITO NEGATIVO

Na bibliografia internacional não se encontra muitas referências de casos de instrumentação de estacas sujeitas a Atrito Negativo. Estas referências são mais escassas, ainda, no que se refere aos detalhes da instrumentação usada.

Seria quase impossível uma especificação única quanto ao tipo de instrumentação a ser feita nestes casos, pois, o tipo de estaca, o método executivo, o tipo de terreno e o objetivo da instrumentação são fatores primordiais nesta escolha e variam de caso para caso.

O Quadro XV.1 apresenta alguns casos conhecidos de instrumentação de estacas sujeitas a Atrito Negativo.

Baseado no estudo destes casos, pode-se concluir que uma instrumentação básica para Atrito Negativo, deve compreender:

- medidores dos deslocamentos da estaca;
- medidores dos esforços na estaca;
- medidores dos recalques do terreno;
- medidores de poro-pressão no terreno próximo à estaca.

Para se medir os deslocamentos da estaca, o processo mais usado é o de TELL-TALES (ou STRAIN-RODS).

QUADRO XV.1 - CASOS DE ESTACAS INSTRUMENTADAS PARA MEDIR O ATRITO NEGATIVO

AUTOR	ANO	TIPO DE ESTACA	INSTRUMENTAÇÃO NA ESTACA
JOHANNESSEN e BJERRUM	1965	Metálica	TELL-TALES
BOZUZUK e LABRECQUE	1968	Metálica preenchida com concreto	TELL-TALES Extensômetros Elétricos de Resistência
ENDO, MINOU, KAWASAKI e SHIBATA	1969	Metálica	Extensômetros Elétricos de Resistência Extensômetros Elétricos de Corda-Vibrante
BJERRUM, JOHANNESSEN e EIDE	1969	Metálica	TELL-TALES
FELLENIOUS e BROMS	1969	Concreto	Célula de Carga com Corda-Vibrante TELL-TALES
BOZUZUK	1972	Metálica	TELL-TALES
COGNON	1972	Concreto	Extensômetros Elétricos de Corda-Vibrante
OKABE	1977	Metálica	Extensômetros Elétricos

Consiste, basicamente, de hastes de aço fixadas na sua extremidade inferior ao ponto que deseja medir os deslocamentos e protegidas por um tubo de revestimento (geralmente PVC). O vazio entre a haste e o tubo é preenchido com graxa fina. A leitura dos deslocamentos é feita através de defletômetros instalados no topo das hastes, Fig. (A.XV.1)

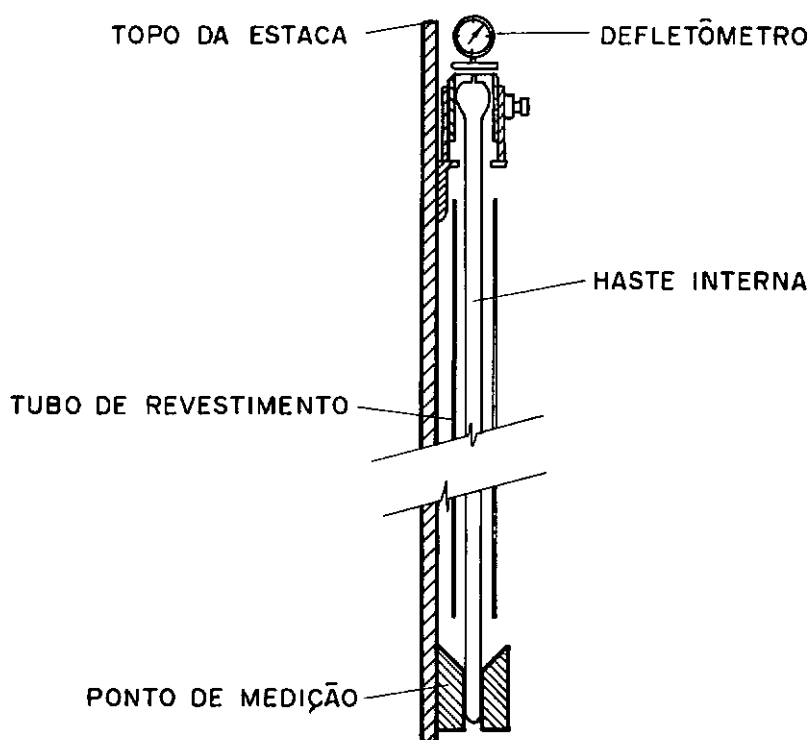


FIG. A XV.1 — Medidores de deformação em estacas, tipo TELL-TALES

Para se estimar esforços na estaca, vários processos têm sido usados e nenhum pode ser considerado plenamente satisfatório.

O mais simples é o uso das informações fornecidas pelos TELL-TALES. Os esforços nas estacas são calculados aplicando a Teoria da Elasticidade linear a partir das deformações determinadas pelas leituras daqueles dispositivos. Este cálculo é muito impreciso, em face da dificuldade de se determinar, com acerto, o Módulo de Elasticidade da estaca. Um agravante disto são as situações em que há variação deste parâmetro com a profundidade e com o tempo.

No caso de estacas cravadas, as tensões residuais devidas à cravação contribuem para a imprecisão na determinação destes esforços.

O uso de extensômetros elétricos de resistência tem, na maioria das vezes, se mostrado insatisfatório, principalmente no caso de estacas cravadas, em decorrência do desligamento dos extensômetros.

A melhor opção parece ser os extensômetros do tipo corda-vibrante para medir a deformação em diversos pontos da estaca e/ou células de carga tipo corda vibrante, como mostra a Fig. (A.XV.2) FELLENIUS (1971).

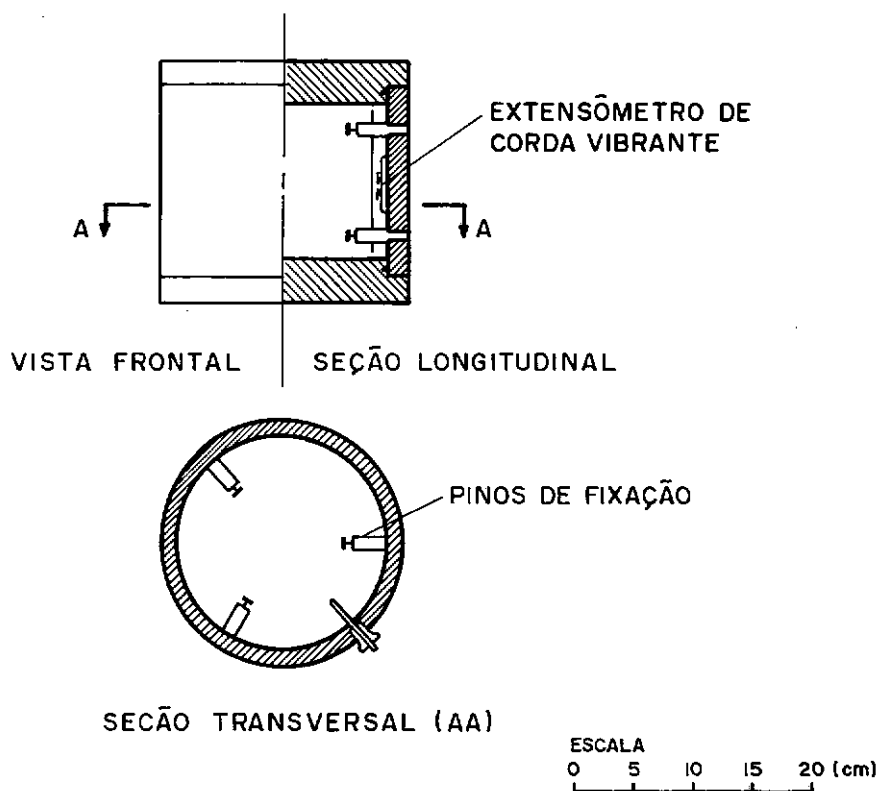


FIG. (A.XV.2) — Célula de carga tipo Corda Vibrante (apud BJERRUM, KENNEY e KJOERNSLI, 1965)

Para se medir os recalques do terreno, vários processos são amplamente usados, destacando-se, entretanto, a ancoragem BORROS, Fig. (A.XV.3).

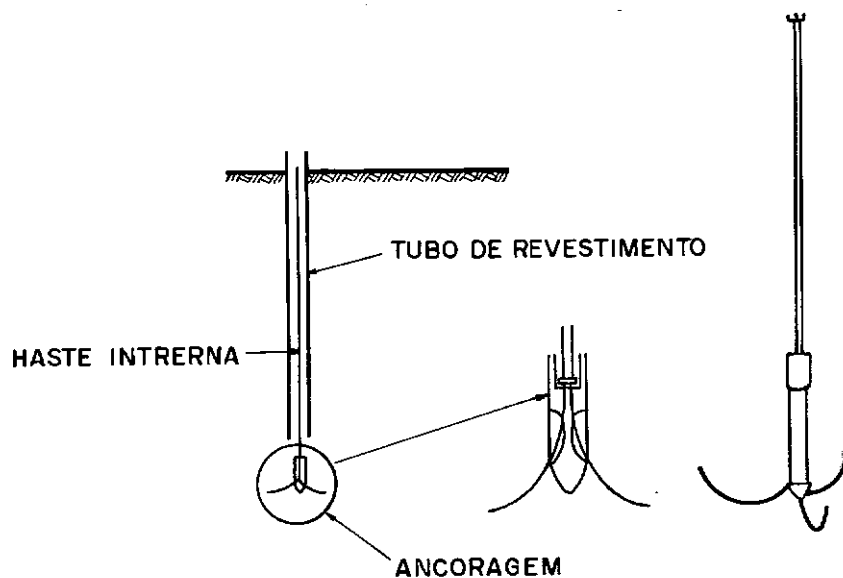


FIG. (A.XV.3) — Ancoragem BORROS

Consiste de uma haste interna fixada no terreno por uma ancoragem de metal flexível e um tubo de revestimento para eliminar o atrito solo-haste.

O conjunto é instalado no terreno por cravação ou em um pré-furo até a profundidade que se deseja medir os recalques. Força-se, então, a haste interna, obrigando a ancoragem flexível a se abrir e penetrar no terreno. As medidas dos recalques são feitas no topo da haste interna com um defletômetro.

A fácil instalação e o baixo custo aliado aos bons resultados que fornece, fazem a ancoragem BORROS largamente utilizada nas medições de recalques no terreno.

No Brasil é comum, também, o emprego de extensômetros magnéticos e tassômetros (SOARES, 1981).

As medidas de poro-pressão são facilmente obtidas com um piezômetro que se adapte à situação, dentre os diversos tipos disponíveis (elétricos, pneumáticos, hidráulicos, tipo Casagrande etc...).

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- EVERY, S.B.; WILSON, S.O. - Effect of Driving Piles into Soft Clay. Discussion. Transactions, ASCE, Vol. 115, pp 322-331.
- BADILLO, J.E. - RODRIGUEZ, A.R. - Mecânica de Suelos, Tomo II. Limusa, México, 1976.
- BALIGH, M.N.; VIVATRAT, V.; FIGI, H. - Downdrag on Bitumen Coated Piles. Journal of the Geoth. Eng. Div. GT 11. nov/1978, pp 1355-1370.
- BARATA, E.F.; SANTOS, L.A.; CORTES, H.V. - Um Caso Inusitado de Adensamento Produzido por Rebaixamento de Lençol D'Água Confinado. IV Cong. Bras. de Mec. de Solos e Fund.
- BENGEMANN, H.K.S. - Negative Skin Friction of a Single Pile Proc. of the 7th Inter Conf Soil Mec. Found. Eng. State of the Art - Specialty Session 8, México, 1969, pp 1-3.
- BJERRUM, L.; JOHANNESSEN, I.J.; EIDE, O. - Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock. Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., México, Vol. 2, 1969 p.27.
- BOZOZÜK, M. - Downdrag Measurements on a 160 tf Floating Pipe Test Piple in Marine Clay. Canadian Geoth. Jour Vol. 9, nº2, 1972, pp. 127-136.

- BOWLES, J.E. - Foundations Analysis and Design. McGraw-Hill, New-York, 1968.
- BOZOZUK, M.; LABRECQUE, A. - Downdrag Measurements on 270 - ft Composite Piles. Performance of Deep Foundations, ASTM, STP 444, 1969, pp. 15-40.
- BROMS, K.F.; AMESZ, A.W.; RINCK, J. - The Negative Skin Friction along The Shaft a Foundation Pile. Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., State-of-the Art - Specialty Session B, México, 1969 - pp. 1-16.
- BUISSON, M.; AHU. I.; HABIB, P. - Le Frottement Negatif. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment e des Travaux Publics, n° 145, Paris, 1960, pp. 29-46.
- CASAGRANDE, A. - The Structure od Clay and its Importance in Foundation Engineering, Contributions to Soil Mechanics, Boston Society of Civil Eng. - 1932.
- CHELLIS, R.D. - Pile Foundation, McGraw-Hill, New-York, 2nd Edition, 1961.
- CLAESSEN, A.I. M.; HORVART, E. - Reducing Negative Skin Friction With Bitumen Slip Layers, Jour. of the Geoth. Eng. Div. ASCE, Vol. 100, GT3, 1974, pp. 925-944.
- CLAESSEN, A.I.M.; HORVART, E. - (Clousure) - Reducing Negative Skin Friction with Bitumen Slip Layers, Jour. of the Geoth. Eng. Div. ASCE, vol. 100, GT3, 1976, pp. 255-1257.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DO RIO DE JANEIRO - Investigações Geotécnicas A-226. 1970.

CORREA, J.J. - A Telescopic Type of a Pile for Subsidence Conditions - Proc. of 7th Inter. Conf. on Soil Mec. and Found. Eng. State-of-Art. Specialty Session, 8, México, 1969, pp. 0-8.

CRAWFORD, C.B. - Instrumentations and Downdrag, Performance on Deep Foundations, ASTM, STP 444, 1969, pp. 223-226.

CUMMINGS, A.E.; KERKHOFF, G.O.; PECK, R.B. - Effect of Driving Piles into Soft Clay - Transactions, ASCE, Vol. 115, 1950, pp. 275-285.

CUMMINGS, A.E.; KERKHOFF, G.O.; PECK, E.B. - (Clousure) - Effect of Driving Piles into Soft Clay, Transactions, ASCE, Vol. 115, 1950, pp. 346-350.

DAVIS, E.M.; POULOS, H. G. - A Summary de Some Recent Solutions for the Thoeretical Behaviour of Piles - Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mec. and Found. Eng., Specialty Session 8, 1969, pp. 0-29.

DE BEER, E.E.; WALLAYS, M. - Quelques Problèmes que Posent les Foundations sur Pieux dans les Zones Portuaires, La Technique des Travaux, nov/dec, Belgique, 1968, pp. 375-384.

DE BEER, E.E.; WALLAYS, M. - Mesures Experimentales de la Resistance a L'Extraccion de Pieux - Proc. 7^s Inter. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng. Speciality Session 8. México, 1969.

DESIGN MANUAL DM 7 - Foundations, V.S. Navy, Bureau of Yards and Docks, Washington, D.C.

DIAS, G.R. - Recalques de Fundações em Estacas, COPPE, Rio de Janeiro, Tese M.Sc., 1977.

ELMASRY, M.A. - The Negative Skin Friction of Bearing Piles, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Thesis for the Degree of Doctor of Technical Sciences, 1963.

ENDO, M.; MINOU, A; KAWASAKI, T.; SHIBATA, T. - Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 2, México, 1969, pp. 85-92.

FELD, J. - (discussion), - Effect of Driving Piles into Soft Clay, ASCE, Vol. 115, 1950, pp. 293-294.

FELLENIOUS, B.H. - Negative Skin Friction on Long Piles Driven in Clay, Royal Swedish Academy of Engineering Sciences, nº 18, Stockholm, 1971.

FELLENIOUS, B.H. - (discussions) - Reducing Negative Skin Friction with Bitumen Slip Layers, Jour. of the Geoth. Eng. Div. ASCE, Vol. 101, GT4, 1975, pp. 412-414.

FELLENIOUS, B.H. - (discussion) - Downdrag on Bitumen-Coated Piles, Jour. of the Geoth. Eng. Div., ASCE, GT10 oct/1979, pp. 1262-1265.

- FELLENIIUS, B.H.; BROMS, B.B. - Negative Skin Friction for Long Piles Driven in Clay, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, México, 1969, pp. 93-98.
- FLAATE, K.; SELNES, P. - Side Friction of Piles in Clay, Proc. of the 9th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Tokyo, 1977, pp. 517-522.
- GONZÁLEZ FLORES, M. - Enderezado de dos Edificios; un metro en el caso mas desfavorable, 19 Congr. Pan Amer. de Mec. de Suelos y Cim. Vol. I, México, 1959, pp. 429-471.
- HILTON, N.; HARDENBERGER, G. - Port Mann Bridge, Vancouver, Canadá, Proc. of Inst. of Civil Eng., Great-Britain, 1964, pp.677-712.
- HORVART, E.; VAN DER VEEN, C. - Negative Skin Friction and Safety Analysis of Piles, Proc. of the 9th Inter. Cont. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, 1977, pp. 551-554.
- HOUSEL, W.S. - (discussion), Effect of Driving Piles into Soft Clay, transactions ASCE, vol. 115, 1950, pp. 339-346.
- INOUE, Y.; TAMAOKI, K.; OGAI, T. - Settlement of Building due to Pile Downdrag, Proc. of the 9th Inter. Conf. on Soil Mech and Found. Eng., Tokyo, 1977, pp. 561-564.
- JOHANNESSEN, I.J.; BJERRUM, L. - Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to the Settlement of the Surrounding Clay, Proc. of the 6th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, Canadá, Vol. 2, 1965, pp. 261-264.

JOHNSON, S.M.; KAVANAGH, T.C. - The Design of Foundations for Buildings, McGraw-Hill, 1963.

KÉZDI, A. - Pile Foundations, in Foundation Engineering Handbook, edited by Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold Co., 1975, pp. 556-600.

KOERNER, R.M. - Experimental Behaviour of Downdrag in Deep Foundations, Jour. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol.97, SM2, feb/1971, pp. 515-519.

KOERNER, R.M.; MUKHOPADHYAY, C. - Behaviour of Negative Skin Friction on Model Piles in Medium Plasticity Silt, Highway Research Record, n° 405, 1972, pp. 34-44.

LOCHER, H.G. - Combined Cast-in-Place and Precast Piles for the Reduction of Negative Skin Friction Caused by Embankment Fill. Proc. of the 6th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, Montreal, Canada, 1965, pp. 290-294.

MORETTO, O.; BOLOGNESI, A.J.L. - Pile Foundations Stressed by Negative Friction, Proc. of the 1st Pan Amer. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3, México, 1959, pp. 315-325.

MAZUKRKEWICZ, B. - Settlement of Single Piles due to Negative Skin Friction, Proc. of the 4th Conf. on Soil Mech., Budapest, 1971, pp. 659-667.

NOVAES, J.L. - Atrito Negativo, Apostilla, Tecnosolo, 1977.

- OKAB, T. - Large Negative Friction and Friction-Free Piles Methods, Proc. of the 9th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, 1977, pp-679-682.
- PECK, R.B. - Deep Excavations and Tunnelling, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., State of the Art, Moscow, URSS, 1970. pp. 258-290.
- POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. - Prediction of Downdrag Forces in End-Bearing Piles, Jour. of the Geoth. Eng. Div. ASCE, vol. 101, GT2, 1975, pp-189-205.
- POULOS, H.G.; MATTES, N.S. - The Analysis of Downdrag in End-Bearing Piles due to Negative Friction, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, México, 1969, pp. 205-209.
- REDEL, C. (discussion), Reducing Negative Skin Friction With Bitumen Slip Layers, Journ. of the Geoth Eng. Div., ASCE, vol. 100, GT7, 1975, pp. 699-701.
- RESENDIZ, D.; AUVINET, G. - Analysis of Piles Foundations in Consolidating Soil, Proc. of the 8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., vol. 2.1, Moscow, URSS, 1973, pp. 211-218.
- SCHUYLER, J.R. - (discussion), Effect of Driving Piles into Soft Clay, transactions ASCE, vol. 115, 1950, pp. 309-312.

- SKEMPTON, A.W., - (discussion) - Effect of Diving Piles into Soft Clay, Transactions ASCE, Vol. 114, 1950, pp. 304-309.
- SOARES, M.M. - Notas de Aula, COPPE/UFRJ, 1974.
- SOARES, M.M. - Cálculo de Paredes Multi-Escoradas em Presença de Solos Argilosos - Tese de D. Sc. - COPPE/UFRJ, 1981.
- SULTAN, H.A. - Downdrag on Piles, Proc. of the 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., State-of-the-Art, Specialty Session 8, México, 1969.
- TAYLOR, D. W. - Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, 2nd Printing, New-York, 1966.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. - Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, 2nd Editions, New-York, 1967.
- TOMLINSON, M.J. - The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils, Proc. of the 4th Inter. Conf. in Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, London, 1957, pp. 66-71.
- TORSTENSON, B.A. - The Behaviour of a Cohesion Pile Group in Soft Clay, Proc. of the 8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Moscow, URSS, 1973, pp. 237-242.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. - (discussion), Effect of Driving Piles into Soft Clay, Transactions ASCE, Vol. 115, 1950 - pp. 296-301.

- VARGAS, M. - Introdução à Mecânica dos Solos, McGraw Hill, Brasil, 1978.
- VILELA, T.F. - Determinação dos Parâmetros de Resistência, Creep e de Relaxação de Tensões de uma Argila Mole no Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Tese M.Sc. COPPE/UFRJ, 1976.
- WALKER, L.K.; DARVALL, P. - Dragdown on Coated and Uncoated Piles, Proc. of the 8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found Eng., Vol. 2, nº 1, Moscow, URSS, 1973, pp. 257-262.
- WESTERGAARD, H.M - A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics. Soft Material Reinforced Numerous Strong Horizontal Sheets, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, McMillan Co., 1938.
- WHITAKER; T. - The Design of Piled Foundations, 2nd Edition, Pergamon Press, 1976.
- WIŁVN, Z.; STARZEWSKI, K. - Soil Mechanics in Foundation Engineering, Inter. Textbook Co. London, 1972.
- WU, T.H.; BERMAN, S. - Earth Pressure Measurements in Open Cut. Contract D-8, Chicago Subway, Geotechnique 3, 1953, pp.248-258.
- ZEEVAERT, L. - (discussion), Effect of Driving Piles into Soft Clay, Transactiones ASCE, Vol. 115, 1950, pp.286-296.
- ZEEVAERT, L. - Reduccion de la Capacidade de Carga en Pilotes Apoyados de Punta, debida a la Friccion Negativa, 1º Con. Pan Amer. de Mec. de Suelos y Cim., Vol. I, México, 1950.

ZEEVAERT, L. - Foundation Engineering for Difficult Subsoil Con-
ditions, van Nostrand Reinhold, New-York, 1972.